Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze

von

Robert Weyrauch
Regierungsbaumeister

Von der Kgl. Technischen Hochschule zu München zur Erlangung der Würde eines Doktors der technischen Wissenschaften (Doktor-Ingenieurs) genehmigte Dissertation

---

Referent: Professor **Franz Kreuter**
Korreferent: **Dr. Sebastian Finsterwalder**

STUTTGART UND BERLIN
FR. GRUB, VERLAG
1904

Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze

von

Robert Weyrauch
Regierungsbaumeister

Von der Kgl. Technischen Hochschule zu München zur Erlangung der Würde eines Doktors der technischen Wissenschaften (Doktor-Ingenieurs) genehmigte Dissertation

---

Referent: Professor Franz Kreuter
Korreferent: Dr. Sebastian Finsterwalder

STUTTGART UND BERLIN
FR. GRUB, VERLAG
1904

Druck von Carl Grüninger, K. Hofbuchdruckerei Zu Gutenberg (Klett & Hartmann), Stuttgart.

Inhalt.

		Seite
	Vorwort	V
§ 1.	Über Trockenabflußmengen	1
§ 2.	Regenfälle über unbewohntem und bewohntem Gebiet	4
§ 3.	Über Sturzregen im allgemeinen	8
§ 4.	Regenannahmen in der Praxis	24
§ 5.	Einige besondere Gesichtspunkte für die Regenannahme	29
§ 6.	Zusammenfassung	31
§ 7.	Abflußkoeffizienten	34
§ 8.	Der Dichtigkeitskoeffizient	37
§ 9.	Die Verzögerungskoeffizienten	46
§ 10.	Weitere Versuche zur Bestimmung der Abflußmengen	50
§ 11.	Theoretische Bemerkungen	55
§ 12.	Verzögerung in Stadtgebieten	57
§ 13.	Neuere Methoden zur Berücksichtigung der Verzögerung	60
	Literaturverzeichnis	66

Vorwort.

Die erste Frage vor Aufstellung eines systematischen Kanalisationsprojekts lautet naturgemäß: Welche Wassermengen sind abzuführen? Diese Frage ist bezüglich der aus einem Stadtgebiet abfließenden Brauchwasser, der sogen. Trockenabflußmenge, unschwer mit der wünschenswerten Genauigkeit zu beantworten. Fragt man dagegen nach der Menge der abzuführenden Regenwasser, so findet man die allerverschiedensten Antworten[1]. Die meisten derselben sind offenbar von dem Bestreben diktiert, möglichst kleine Abflußmengen zu erhalten, man findet aus diesem Grunde alle denkbaren Annahmen über Regenstärke und -Dauer, über den Verlauf, die Zugrichtung und die Ausbreitung der Regen. Augenscheinlich war vielfach dasselbe Bestreben maßgebend bei der Anwendung der Koeffizienten, welche dazu dienen, die Beziehung zwischen Regenmenge und Abflußmenge darzustellen. Auf Grund von Versuchen in England, welche eine Reihe wichtiger Umstände außer acht ließen und in damaliger Zeit auch noch lassen mußten, welche ferner an Kanalnetzen ausgeführt wurden, die nicht systematisch durchberechnet waren und daher kein klares Bild der Abflußverhältnisse geben konnten, auf Grund solcher Versuche wurden Beziehungen zwischen Regenstärken und Abflußmengen aufgestellt. Die so erhaltenen Formeln wurden und werden noch heute, trotz ihrer anerkannten Unrichtigkeit, viel benützt, ja selbst Fachschriften widmen ihnen lange Abhandlungen und Tabellen. England ist seinerzeit im Kanalisationswesen bahnbrechend vorgegangen, man lehnte sich daher gerne an die dort erhaltenen Resultate an. Die Natur und das Verhalten der Kanalisationsanlagen kamen diesem Vorgehen zu Hilfe. Während sonst im Ingenieurwesen die Folgen falscher

[1] Sehr deutlich zeigte sich dies beim Studium auf der Deutschen Städteausstellung 1903.

Dispositionen sich meist rasch und offenkundig herausstellen, läßt sich über Beschaffenheit und Anlage einer Kanalisation ohne Pläne und Beschreibungen fast niemals ein Urteil fällen. Der Fernerstehende weiß ja im allgemeinen nicht, für welche Regenmengen ein Kanalnetz dimensioniert wurde, man kennt auch nicht die Stärke irgend eines augenblicklich fallenden Regens, man kann also nicht ohne weiteres beurteilen, woran es liegt, wenn eine Kanalisation einmal versagt. Allerdings ergibt die Verwendung der üblichen Koeffizienten eine solche Verringerung der Abflußmengen gegenüber den Regenmengen, daß schon dieser Umstand hätte stutzig machen und vor ihrer Benützung ohne genauere Prüfung warnen sollen. Würden die zugrunde gelegten Regenfälle einmal wirklich eintreten, so könnten die Kanäle die Wassermengen in vielen Fällen überhaupt nicht fassen. Mit diesen Formeln täuscht man also nur sich und seine Auftraggeber. Der Ingenieur muß vor sich selbst die Verantwortung für seine Maßnahmen übernehmen können und sich nicht durch Gründe billigerer Herstellung zu ungenügenden Anordnungen verleiten lassen.

Die vorliegende Studie gibt zunächst die Bestimmung der Trockenabflußmenge auf Grund der Beobachtungen über den städtischen Wasserverbrauch. Im übrigen zerfällt sie in zwei Teile, deren erster die Regenmengen und die hierüber gemachten Annahmen behandelt. Der Verfasser war hierbei bemüht, alle diese Annahmen, soweit sie ihm aus der Literatur bekannt wurden, auf Grund von Beobachtungen zu prüfen und sie entweder zu widerlegen oder aber das Material zu ihrer Begründung beizuschaffen. Der zweite Teil handelt von den Regenabflußmengen. Hier wird zunächst aus allgemeinen Betrachtungen die Notwendigkeit von Korrektionskoeffizienten für die Abflußmengen bewiesen, der Dichtigkeitskoeffizient und die Verzögerungskoeffizienten abgehandelt und die Versuche zur direkten Bestimmung der Abflußmengen besprochen. Die richtige Auffassung der Abflußverzögerung und eine kurze Darlegung der neueren Verfahren zu ihrer Berücksichtigung bilden den Schluß der Studie.

Frankfurt a. M., im August 1904.

Der Verfasser.

§ 1. Über Trockenabflussmengen.

Man bezeichnet mit dem Namen Trockenabflußmengen diejenigen Wassermengen, welche in regenlosen »trockenen« Zeiten die Kanäle durchfließen. Es handelt sich hierbei also besonders um die Abwässer der Häuser, der gewerblichen Betriebe und eventuell der Straßenreinigung. Man bezeichnet sie auch als Schmutzwasser oder Brauchwasser. Wir behalten den in der Überschrift angewandten Namen bei.

Der Betrag der Trockenabflußmenge ist natürlich sehr gering im Verhältnis zu dem der Regenmengen. So ist z. B. für die Kanalisation der neuen Stadtteile in Ulm a. D. eine Einwohnerzahl von 250 Menschen pro Hektar (ha) mit einem Wasserverbrauch von 120 Liter (l) pro Kopf und Tag angenommen und unterstellt worden, diese Wassermenge komme innerhalb 18 Stunden zum Abfluß. Dies gibt eine Trockenabflußmenge von 0,0370 Sekundenliter (sl) pro ha, während die angenommene Regenstärke rund 84 sl pro ha beträgt. Solch niedere Zahlen spielen bei kleinen Kanalnetzen kaum eine Rolle, sie fallen nahezu in den Rahmen der durch die Benützung allgemeiner Koeffizienten unvermeidlichen Rechnungsungenauigkeiten.

Die Festsetzung der Trockenabflußmenge erfolgt auf Grund des Wasserverbrauchs, welcher wohl auf den allermeisten städtischen Wasserwerken gemessen wird. Man macht hierbei die Voraussetzung, die Abgabe des verbrauchten Wassers in die Kanäle erfolge in nahezu gleicher Menge und zeitlicher Verteilung wie die Entnahme des reinen Wassers aus der Leitung, nur mit einer bestimmten zeitlichen Verschiebung. Versuche hierüber sind jedoch unseres Wissens noch nicht veröffentlicht worden. Daß die Trockenabflußmengen durch

Privatwasserversorgungen besonders für Fabrikbetriebe (Brauereien usw.) bedeutend vermehrt werden können, ist bekannt und unbedingt zu berücksichtigen, vergl. [7] S. 147.

Für die Zwecke der Kanalisation genügt es aber nicht, die mittlere Trockenabflußmenge zu erhalten, sondern man muß mit der maximalen sekundlichen Menge rechnen. Diese wird auf zweierlei Weise bestimmt.

1) Beobachtungen an ausgeführten Wasserwerken haben gezeigt, daß in einzelnen Stunden, besonders während der Nacht, das verbrauchte Wasserquantum nur einen ganz geringen Prozentsatz des Tagesverbrauchs ausmacht. Die Anzahl der Stunden, während deren jener Minimalverbrauch stattfindet, ist abhängig von der Lebensweise der Bewohner und von den Erwerbsverhältnissen; in einer Großstadt z. B. und in einer Industriestadt sinkt der prozentuale Wasserverbrauch nachts bei weitem nicht so tief, als in einer Stadt mit vorwiegend ländlicher Bevölkerung. Man nimmt nun an, die gesamte Trockenabflußmenge fließe nicht in 24 Stunden, sondern in einer kürzeren Zeit ab, indem man die Stunden mit minimalem Verbrauch (in Ulm z. B. 6) wegläßt; dadurch erhöht sich die Zahl für den Sekundenabfluß pro Einwohner. So wurde als Trockenabflußmenge angenommen in:

	gibt pro Sekunde	auf 24 Std. berechnet
Dresden in 8 Std. 80 l pro Kopf	0,00278 l	0,000386 sl
Ulm a. D. „ 18 „ 120 l „ „	0,00185 l	0,000579 sl.

Kennt man nun noch die Einwohnerzahl pro ha, welche bei jeder Stadtverwaltung leicht zu erheben ist, so kann man die Trockenabflußmenge pro ha bestimmen. Diese wechselt natürlich auch in einer und derselben Stadt innerhalb weiter Grenzen. Für die Einwohnerzahl pro ha haben z. B. angenommen:

Cöln:	Altstadt 400,	Neustadt 250,	
Ulm:	„ 400,	„ 250,	Villenquartiere 100,
Dresden:	dichte Bebauung	1000,	
	halbdichte „	750,	
	offene Bauweise	120.	

Weitere Zahlen siehe [7] Seite 27 und 158. Hier mehr anzugeben, wäre ohne näheres Eingehen auf die besonderen lokalen Verhältnisse zwecklos.

2) Eine zweite, bei genügenden Unterlagen mehr zu empfehlende Methode, gründet sich auf die Statistik des stünd-

lichen Wasserverbrauchs in Städten. Baurat Thiem in Leipzig hat 1884 im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung einen Aufsatz veröffentlicht über Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke. Die Resultate stützen sich auf Beobachtungen aus 53 deutschen Städten und ergeben als Mittelwert, daß der größte Tageswasserverbrauch 150 % des mittleren beträgt (Verhältniszahl $\mu = 1{,}50$) und der größte Stundenverbrauch 150 % des mittleren (Verhältniszahl $\nu = 1{,}50$). Auf ähnliche Ergebnisse kommt mit neueren Beobachtungen Frühling [11]. Ist also der mittlere Verbrauch n Liter pro Kopf und Tag, so ist der größte Stundenverbrauch pro Kopf am Tage des Maximalverbrauchs:

$$1{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{n}{24} = 0{,}09375 \; n,$$

das ist rund 10 % des mittleren Tagesverbrauchs. Dies gibt pro Sekunde

$$q = 0{,}000026 \cdot n \text{ Liter.}$$

Da die meisten Städte schon vor Einführung der Kanalisation Wasserwerke besitzen und man sich anderseits bei Projektierung von Kanalisationen an den Wasserverbrauch von Städten mit ähnlichen Verhältnissen anlehnen kann, so lassen sich die besonderen Werte von μ und ν und damit der größte Wasserverbrauch pro Kopf und Sekunde bestimmen. Bemerkt sei jedoch, daß diese Verhältniszahlen im Laufe der Zeit selbst bei ein und derselben Stadt stark wechseln können.

Mit der Einwohnerzahl pro ha erhält man nun eine auf tatsächliche Verhältnisse gegründete Zahl für die Trockenabflußmenge pro ha und Sekunde.

Nach beiden Methoden würde man z. B. für Dresden folgende Zahlen erhalten:

I. Nach den Angaben unter 1):

bei dichter Bebauung:	1000 Einwohner:	2,75	sl/ha
„ halbdichter „	750 „	2,09	„
„ offener „	120 „	0,33	„

II. Nach den Angaben unter 2): wenn man nach Lueger [5] S. 604 setzt: $\mu = 1{,}54$ $\nu = 1{,}71$, ferner $n = 80$ l pro Kopf und 24 Stunden:

$$q = 1{,}5 \cdot 41{,}71 \cdot \frac{80}{24 \cdot 3600} = 0{,}00253.$$

Dies gibt für:

dichte Bebauung	2,53	sl/ha
halbdichte „	1,90	„
offene „	0,30	„

Die unter I erhaltenen Zahlen sind also hoch genug angenommen und die unter II berechneten bilden eine Bestätigung der ersteren. Sie wären, wie schon früher bemerkt, wegen Berücksichtigung privater Wasserversorgungen noch zu erhöhen gewesen.

Das Vorstehende zeigt, daß die genügend genaue Ermittlung der Trockenabflußmenge in den meisten Fällen keine Schwierigkeiten machen wird, es ist daher nicht nötig, spezielle Angaben über die Annahmen in einzelnen Orten zu machen.

Dieser Paragraph enthält zugleich dasjenige, was hier über die Berechnung der Schmutzwasserkanäle in Trennkanalisationen zu sagen ist. Das Folgende bezieht sich demnach auf die Regenwasserkanäle bezw. auf die Kanäle von Schwemmsystemen.

Im folgenden werden wir uns ausschließlich mit den in Stadtgebieten niedergehenden Regenfällen und mit der Bestimmung der zugehörigen Abflußmengen beschäftigen. Vorher behandeln wir noch das verschiedene Verhalten von unbewohntem und bewohntem Gebiet gegenüber von Regenfällen.

§ 2. Regenfälle über unbewohntem und bewohntem Gebiet.

Drei Eigenschaften des Bodens bestimmen in erster Linie die Wirkungen eines Regenfalls: Rauhigkeit, Gefälle und Durchlässigkeit. Hiervon behalten die zwei ersten Einflüsse während der ganzen Dauer eines Regens nahezu konstante Werte. Allerdings ist der Widerstand gegen den Wasserabfluß infolge der Rauhigkeit bei einmal angefeuchtetem Boden geringer als bei Beginn der Benetzung. Aber die Rauhigkeit kann nach erfolgter Benetzung als konstant angesehen und durch passende Wahl eines Koeffizienten berücksichtigt werden.

Die Beziehung zwischen Abflußmenge, Rauhigkeit und Gefälle des Bodens wird ausgedrückt durch die Gleichungen:

$$v = \varkappa \cdot h \cdot \alpha \text{ und } Q = v \cdot F = \varkappa \cdot b \cdot h^2 \cdot \alpha$$

worin für die betreffende Fläche bedeuten: h die Wasserhöhe über der Fläche, b die Breite, α das spezifische Bodengefälle, $\varkappa$ den Koeffizienten der Reibung als Dezimalbruch, $F = b \cdot h$ den Querschnitt, v die Geschwindigkeit des abfließenden Wassers und Q dessen Menge[1].

Die Abflußmenge ist also bei längerem Regen unabhängig von dessen Dauer, direkt proportional dem Gefälle und umgekehrt proportional der Rauhigkeit des Bodens.

Eine derartige konstante Beziehung besteht nun nicht zwischen der Durchlässigkeit und der Abflußmenge, und dieser Umstand ist die Hauptursache der verschiedenartigen Wirkungen von Regenfällen über bewohnten und unbewohnten Flächen.

Auf dem Umkreise eines Quadratmeters schon zeigt die natürliche Erdoberfläche die ganze Mannigfaltigkeit der Gliederung, welche wir im großen beobachten: Mulden und Rücken

---

[1] Die Gleichung $v = \varkappa \cdot h \cdot \alpha$ läßt sich folgendermaßen ableiten:
Die allgemeinste (empirische) Gleichung für die Geschwindigkeit ist

$$R = \gamma (a v + b v^2 + c v^3 + \ldots) \qquad 1)$$

worin R den Reibungswiderstand, γ das spezifische Gewicht der Flüssigkeit, a, b und c Koeffizienten bezeichnen, welche jede nötige Nebenbedingung enthalten können. Bei kleinen Geschwindigkeiten kann man mit Weglassung der höheren Potenzen von v schreiben

$$R = \gamma \cdot a \cdot v \qquad 2)$$

Ferner ist in einer bewegten Flüssigkeit die Arbeit der Schwere pro Längeneinheit

$$F \cdot \gamma \cdot \alpha$$

ebenso die Reibungsarbeit an den Wänden (p benetzter Umfang)

$$R \cdot p$$

Im Beharrungszustand muß also sein:

$$F \cdot \gamma \cdot \alpha - R \cdot p = o \qquad 3)$$

Mit 2) folgt hieraus

$$\frac{F}{p} \cdot \frac{\gamma \cdot \alpha}{\gamma \cdot a} = v$$

$\frac{F}{p} = r$ und $\frac{1}{a} = \varkappa$ gesetzt, kommt

$$v = \varkappa \cdot r \cdot \alpha \qquad 4)$$

Ferner ist $r = \frac{F}{p} = \frac{b \cdot h}{b + 2h}$

so daß man, wenn h gegenüber b sehr klein ist, mit $r = h$ schreiben kann:

$$v = \varkappa \cdot h \cdot \alpha \qquad 5)$$

aller Art, Spalten, Gräben und Dämme, Steine und Erdschollen geben im kleinen ein Bild von der allgemeinen Gestaltung der Erdoberfläche und weisen dem ablaufenden Wasser die verschiedenartigsten Bahnen an. Dazu kommt noch das Pflanzenkleid, das mit geringen Ausnahmen den Erdboden bedeckt und seine Nahrung aus der durchlässigen Humusschicht zieht. Fällt nun ein Regen, so verteilt sich das Wasser etwa folgendermaßen:

1) Ein Teil verdunstet sofort.

2) Ein großer Teil bleibt zunächst an den Pflanzen hängen, um später zu verdunsten.

3) Ein dritter Teil wird von den Pflanzen absorbiert.

4) Ein bedeutender Teil versinkt in den Boden.

5) Der Rest fließt oberirdisch ab.

Es ist einleuchtend, daß selbst ein Regen von großer Stärke aber geringer Dauer bei vorher trockenem Boden nur eine kleine Abflußmenge ergeben kann. Dauert aber der Regen längere Zeit, so sättigt sich der Humus mit Wasser; die über dem Boden zwischen den Pflanzen und den Erdschollen stehen bleibende Wasserschicht löst die Bodenkrume, glättet den Boden, füllt dessen kleine Unebenheiten und Spalten aus, vermindert so die Abflußhindernisse und bildet eine glatte Unterlage, auf welcher der nun weiter fallende Regen infolge der wesentlich verminderten Reibung schnell und in großer Menge abfließen kann. So kommt es, daß starke, kurz dauernde Regen auf dem flachen Land im allgemeinen keine Überschwemmungen verursachen. Würden von jeher alle Regenfälle gleich Tage oder Wochen lang gedauert haben, so würden die Durchflußprofile der Flüsse viel größer sein, als es tatsächlich der Fall ist, weil die verhältnismäßig seltenen Hochwasser heute nicht die Kraft haben, die Flußbette ihrer augenblicklichen Wassermenge entsprechend zu gestalten. Die Flüsse sind daher nur für verhältnismäßig kleine Wassermengen dimensioniert. Hat nun aber ein Regen eine ungewöhnlich lange Dauer und sind dadurch die oben erwähnten Abflußhindernisse beseitigt, so werden die natürlichen, gewissermaßen nur für mittlere Wassermengen passenden Abflußrinnen zu klein, und es entstehen Hochwasser, welche weithin das Land überschwemmen. Hierzu gehören durchaus nicht gerade große Niederschläge, nur lange

genug dauernde. So wurden in der Schweiz vom 10.—12. Juni 1876 große Überschwemmungen hervorgerufen durch einen Landregen, dessen mittlere Stärke innerhalb drei Tagen betrug

in St. Gallen	12,1	sl	pro ha,
„ Winterthur	11,7	„	„ „
„ Zürich	10,5	„	„ „

Der stärkste Tagesniederschlag ereignete sich am 11. Juni und ergab in Rorschach 22 sl pro ha, in Zürich 20 sl pro ha.

An der oberen Loire wurde das größte bisher bekannte Hochwasser hervorgerufen durch einen Landregen, der vom 22.—25. September 1866 dauerte und ein tägliches Maximum von nur 139 mm gleich 16,1 sl pro ha besaß (siehe [2]).

Zur Erzeugung von Hochwasserkatastrophen auf dem flachen Land gehören also in erster Linie lang dauernde Regen, welche die abschwächende Wirkung der vielen Abflußhindernisse und der Bodenporosität auszugleichen imstande sind.

Ganz anders liegen die Verhältnisse in Ortschaften. Je mehr ein Gemeinwesen städtischen Charakter annimmt, desto mehr verschwinden Wiesen, Gärten, Wälder und bis zu einem gewissen Grade auch Parkanlagen und freie unbebaute Plätze, desto mehr stellt sich dort die Erdoberfläche aus der Vogelperspektive gesehen dar als überdeckt mit Dächern, makadamisierten, gepflasterten und asphaltierten Höfen, Straßen und Plätzen, lauter Dingen, welche ebene Flächen besitzen, die Durchlässigkeit des Bodens vermindern und die Wirkung, oft geradezu den Zweck haben, den Wasserabfluß zu befördern. In Städten kommt daher ein um so größerer Prozentsatz der Niederschläge zum Abfluß, je dichter die Bebauung ist. Aber die Wirkung des Regens tritt nicht nur ungeschmälert ein, sie erfolgt auch viel rascher als auf dem flachen Land.

In vielen Städten ist der kleinste Durchmesser der Kanäle 300 mm. Ein solches Rohr führt bei 5 ‰ Gefälle z. B. bereits 72 sl ab. Dies würde bei 1 ha zugehörigem Einzugsgebiet schon einem nicht unbedeutenden Regenfall entsprechen. Ist nun das ganze Kanalnetz folgerichtig durchdimensioniert, so kann man sagen: die technischen Einrichtungen der Städtekanalisationen sorgen schon infolge ihrer konstruktiven Eigentümlichkeiten

dafür, daß mittelstarke Regenfälle sicher abgeführt werden. Wir können daher zusammenfassend sagen:

Überschwemmungen in Städten entstehen nicht durch die sogen. Landregen, sondern, infolge der geringen Abflußwiderstände, der kleinen Bodenporosität und der technischen Anordnung der Kanalnetze, durch besonders heftige, wenn auch kurz dauernde Regenfälle.

Wir werden diese Art von Niederschlägen in der Folge als Sturzregen bezeichnen.

Was den Schnee anbelangt, so bewirkt derselbe in Städten im allgemeinen keine Überschwemmungen, er braucht also hier nicht berücksichtigt zu werden. Um so verderblicher sind die Wirkungen einer raschen Schneeschmelze in den Flußtälern.

§ 3. Über Sturzregen im allgemeinen.

I. Entstehung des Regens. Über die Entstehung der Regenfälle soll im folgenden nur das für unseren Zweck Notwendigste gegeben werden. Die Darstellung der folgenden mit Autorennamen aufgeführten Theorien geschieht wesentlich in Anlehnung an das Lehrbuch der Meteorologie von Dr. J. Hann, Professor an der Universität Wien (Leipzig 1901).

Der Vorgang der Regenentstehung ist noch wenig aufgeklärt. Man kann auf die Vermutung kommen, daß es sich hierbei vielfach um Auslösungsvorgänge handelt, wenn man bedenkt, wie oft nach ganz kurzen schwachen Regen plötzlich die Entlastung einer ganzen Wolkenbank erfolgt. Daß derjenige Zustand, welcher zum Regnen führt, nicht in einer ganzen Wolke im selben Augenblick eintritt, ist wahrscheinlich, aller Voraussicht nach beginnt der Regen mit einer örtlichen Ungleichförmigkeit. So nimmt O. Reynolds eine Abkühlung der höchstgelegenen Teilchen an. Dort findet dann verstärkte Kondensation statt, die Wassertropfen sinken durch ihr vergrößertes Gewicht, reißen tiefer schwebende mit und erreichen die Erde als Regen, indem sie auch in den tieferen Schichten abkühlend und die Kondensation befördernd wirken.

In keinerlei Zusammenhang steht aber hiermit die bekannte Erscheinung, daß erhöht stehende Regenmesser geringere Regen-

höhen zeigen, als auf der Erdoberfläche stehende. Die Ursache dieser Erscheinung liegt, wie jetzt nachgewiesen ist, im Wind. Wurden hoch und exponiert aufgestellte Regenmesser nachträglich gegen den Wind geschützt, so wichen ihre Angaben nicht von denjenigen der benachbarten auf der Erdoberfläche geschützt stehenden Messer ab. Es ist also nicht die erhöhte Lage der betreffenden Regenmesser an sich, welche die niedrigeren Angaben hervorruft, sondern ihre exponierte Lage. Näheres s. Hann, S. 311 f.

Die oben gegebene Erklärung der Regenentstehung genügt nicht für Sturzregen. Ihre Regenmenge ist oft innerhalb weniger Minuten so groß, daß sie nur zustande kommen können, wenn feuchte Luft dem Niederschlagsgebiet aus der Umgebung zuströmt. Dies kann geschehen, wenn eine Örtlichkeit besonders stark erwärmt ist und dort aus irgendeinem (uns allerdings unbekannten) Anlaß die Luft plötzlich in die Höhe steigt. Dabei kondensiert sich der Wasserdampf und fällt als Regen zur Erde. Das Spiel setzt sich so lange fort, als die lokale Erwärmung zum Emporheben der Luft ausreicht.

Zur Erklärung der allerstärksten Regenfälle hat Ferrel die Annahme gemacht, das Aufsteigen der feuchten Luft geschehe anfangs so heftig, daß auch der bei der Kondensation gebildete Regen mit in die Höhe gerissen werde. Dadurch sammle sich über einem bestimmten Orte eine große Wassermenge an, welche, wenn die Energie der aufsteigenden Bewegung erlahme, mit einem Male herabstürzen könne und so die Erscheinung eines Wolkenbruchs hervorrufe. Die zum Aufsteigen der Regentropfen nötige Geschwindigkeit ist übrigens nach Berechnungen Ferrels nicht allzu groß. — Dieselbe Erklärung für die Entstehungsweise gilt auch beim Hagel (s. Jahresberichte des Physikalischen Vereins zu Frankfurt a. M., 1902—03, S. 39 und 41).

Hier wäre auch noch der Einfluß des Staubs und der Wolkenelektrizität zu erwähnen. Es ist nachgewiesen, daß in staubhaltiger Luft Kondensation leichter stattfindet als in staubfreier. In den Regentropfen finden sich in der Regel Staubteilchen als Kerne, um welche herum die Kondensation erfolgt ist. Am Schluß eines Aufsatzes über ein Gewitter bei Wien[1]

[1] Österreich. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst, 1898, S. 294.

wirft der Verfasser die Frage auf, ob nicht unter anderen Erscheinungen mit dem Anwachsen der Stadt Wien auch die Zunahme der Staubentwicklung eine Prädisposition für Entstehung oder Regenerierung großer Gewitter geschaffen habe. Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, daß bei einer bestimmten Übersättigung der Luft mit Feuchtigkeit Kondensation auch ohne Staub stattfindet.

Vielleicht ist es auch möglich, daß in den Wolken bisweilen Unterkühlung eintritt ohne Kondensation, so daß, wenn letztere durch irgendeine Ursache doch erfolgt, sie mit großer Geschwindigkeit verläuft und intensive Niederschläge verursacht.

Es ist bekannt, daß bei Gewittern der Regen nach Blitzschlägen meist mit besonderer Stärke einsetzt. Der Blitz bedeutet eine elektrische Entladung der Wolken durch Vereinigung der positiven und negativen Elektrizitäten. Findet diese statt, so können die Tröpfchen, die vorher durch gleiche Ladung an der Vereinigung verhindert waren, zusammenfließen. Durch Laboratoriumsversuche ist tatsächlich nachgewiesen, daß Wassertröpfchen durch Änderung ihrer elektrischen Ladung zur Vereinigung gebracht werden können. Möglicherweise spielt auch die Erschütterung der Atmosphäre durch die Entladung bei der Tropfenbildung eine Rolle.

Das Vorstehende gibt ein Bild der heutigen Anschauungen bezüglich der Entstehung der Regenfälle. Alle Erscheinungen sind natürlich damit bei weitem nicht erklärt; so dürfte es schwer sein, mit den vorgetragenen Theorien das Auftreten des in Zürich beobachteten Sturzregens von 212 sl pro ha nach vorhergegangenem fast achtstündigem Regen (s. S. 14) einwandfrei zu erklären. Man sieht aus diesen Betrachtungen, welch unberechenbaren Einfluß die Temperatur, die elektrische Ladung und die Feuchtigkeit der Luft, die Gestaltung der Erdoberfläche und die Windverhältnisse auf Dauer und Intensität eines Regens haben müssen. Man erkennt leicht, daß von Regelmäßigkeit der Erscheinung nicht die Rede sein kann. Nur bei Zusammenfassung großer Gebiete und Zeiträume wird man versuchen können, Beziehungen z. B. zwischen Dauer und Intensität der Regenfälle aufzustellen, man erkennt aber sofort, daß diese Beziehungen für eine bestimmte Stadt keinen großen Wert haben können.

Für unseren Zweck ergeben sich aus dem Vorgetragenen folgende Resultate:

1) Starke Sturzregen sind verhältnismäßig selten.

2) Sie bevorzugen die Ebene vor dem Gebirge (s. auch S. 12), denn dort findet eine größere Erwärmung der unteren Luftschichten statt und das Zuströmen von Luft nach einem erwärmten Ort kann leichter stattfinden als im Gebirge.

3) Sie sind lokal beschränkt.

4) Sie fallen meist in die warme Jahreszeit.

5) Sie sind in der Regel nur von kurzer Dauer.

II. Intensität der Sturzregen. Als Sturzregen könnte man vielleicht diejenigen mit über 50 sl pro ha Niederschlag bezeichnen. Riggenbach nimmt als untere Grenze 20 mm pro Stunde (55 sl pro ha) und eine Mindestdauer von 5 Minuten an. Eine obere Grenze läßt sich nicht festlegen. Die folgende Zusammenstellung gibt einige Beispiele besonders starker Sturzregen.

No.	Ort	Datum	Dauer in Minuten	Stärke sl pro ha	Quelle
1	London	1. Aug. 1846	60	277	König.
2	Zürich	9. Sept. 1876	10	353	Knauff.
3	Marseille	15. Sept. 1772	120	333	Bürkli-Ziegler.
4	Stuttgart	21. Juni 1877	60	200	Dobel.
5	„	23. Juli 1883	3	417	„
6	Urfeld (Bayern)	12. Aug. 1901	180	110	Jahrbuch des bayr. hydrotechnischen Bureaus 1901.
7	Frankfurt a. M.	23. Sept. 1890	7	332	Städt. Tiefbauwesen. Frankfurt a. M. 1903.

Bürkli gibt in [1] noch viel höhere allerdings nicht durchweg genügend verbürgte Zahlen an. Die angeführten Beispiele ließen sich beliebig vermehren; wer solche wünscht, findet sie besonders im Handbuch der Ingenieurwissenschaften [11] bei Bürkli-Ziegler [1], Knauff [20], Dobel [6], Baumeister [4] und Hann (S. 365 ff.).

Die Sturzregen von größter Intensität sind, wie sich aus dem vorigen Abschnitt schließen läßt, glücklicherweise sehr selten und meist von kurzer Dauer, wenn auch, wie die Tabelle zeigt, Ausnahmen durchaus nicht unmöglich sind. Sturzregen von 200 sl pro ha gehören nicht eben zu den Seltenheiten. Man könnte sich nun fragen, ob die verschiedene lokale Häufigkeit und Stärke der Sturzregen nicht in irgendeiner Beziehung stehe etwa zu der Höhe eines Orts über dem Meer und zu seiner orographischen Lage usw. Diese beiden Faktoren sind es bekanntlich, welche hauptsächlich die mittlere jährliche Regenhöhe eines Orts bestimmen. Daß die orographische Lage von bedeutendem Einfluß ist und selbst denjenigen der Meereshöhe übersteigen kann, ergibt sich z. B. aus folgenden Zahlen:

Langres	(Höhe 477 m)	jährliche Regenhöhe	769 mm
Bar le Duc	(„ 195 „)	„ „	798 „

Die Wahrscheinlichkeit für das Eintreten von Sturzregen würde im übrigen wachsen mit der Zunahme der jährlichen Regenhöhe. Diese Annahme haben Cramer [18] und Knauff [20] zur Bestimmung der größten wahrscheinlichen Regenintensität eines beliebigen Orts benutzt. Wir kommen in § 4 noch einmal hierauf zurück.

Nach Frühling [19] beträgt die durchschnittliche Stärke aller Regen über 55 sl pro ha

in Berlin	mit 594 mm	jährlicher Regenhöhe	94,6 sl pro ha
„ Basel	„ 847 „	„ „	111,6 „ „ „

Für Stuttgart mit ca. 654 mm jährlicher Regenhöhe ergibt sich auf Grund der von Dobel [6] veröffentlichten Beobachtungen 104,8 sl. Es entspricht also hier unverkennbar der zunehmenden jährlichen Regenhöhe eine Zunahme der Sturzregenintensität, allein andere Beobachtungen ergeben abweichende Resultate.

So kommt G. Hellmann auf Grund des schlesischen Materials[1] zu folgendem Ergebnis: „An den maximalen Regenfällen von kurzer Dauer sind die Orte der Niederung viel mehr beteiligt als die des Hochgebirges, wo gerade die größten täglichen Regensummen vorkommen. Die stärksten Regenfälle von längerer Dauer bis zu 24 Stunden gehören dem Gebirge

[1] Hellmann, Regenkarte der Provinz Schlesien, Berlin 1899.

an, während die von kurzer Dauer, 2 bis 3 Stunden, häufiger in der Ebene vorkommen. Bei jenen regnet es in der Stunde durchschnittlich so viel wie bei diesen in 5 Minuten". Die Ergebnisse Hellmanns werden durch den ersten Abschnitt dieses Paragraphen unterstützt.

Aus dem heute vorliegenden Material können wir wohl den Schluß ziehen, daß der Umfang der Regenbeobachtungen unter Berücksichtigung der begleitenden Nebenumstände heute noch nicht groß genug ist, als daß es berechtigt wäre, Formelbeziehungen zwischen der Stärke der Sturzregen und der jährlichen Regenhöhe aufzustellen (s. auch S. 27).

In den letzten Jahren mehren sich aber die Beobachtungen. Knauff fand, daß unter den in Norddeutschland in den Jahren 1891 und 1892 beobachteten heftigeren Regen

49%	33—65 sl pro ha
18%	67—82 „ „ „
14%	83—115 „ „ „

hatten. Mit Annahme eines Regenfalls von 115 sl pro ha wären somit 81% der Sturzregen berücksichtigt. Resultate anderer Autoren bewegen sich in ähnlichen Grenzen, erlauben jedoch kein abschließendes Urteil.

Alles zusammengenommen kann man sagen: Es läßt sich keine feste oberste Grenzzahl für die Regenfälle angeben, welche bei Kanalisationen zu berücksichtigen sind. Wir werden im Verlauf dieser Untersuchung sehen, daß eine solche Angabe überhaupt nicht möglich, aber auch wegen der Verschiedenheit der Verhältnisse gar nicht notwendig ist.

III. Wechsel der Intensität. Die Erfahrung lehrt, daß im allgemeinen heftige Regenfälle größere Stärkeschwankungen aufweisen, als schwache, man denke nur an die plötzlichen Regenschauer während der Gewitter im Gegensatz zu dem monoton gleichmäßigen Fallen der Landregen. Hier interessiert uns besonders die Frage, ob die Sturzregen unvermittelt auftreten oder nicht. Da ergaben die Beobachtungen der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin nach Frühling [19], daß unter 89 beobachteten Niederschlägen in 47 Fällen geringe oder keine, in 42 Fällen mehr oder weniger starke Regen mit 5 bis

120 Minuten Dauer dem eigentlichen Sturzregen vorausgingen. Nach Bock [24] sind die Sturzregen in Hannover teils Platzregen, teils Anfangs-, Mittel- und Endstärken länger dauernder Regen. Frühling führt noch vier spezielle Fälle an, in welchen der eigentliche Sturzregen erst 7 bis 106 Minuten nach Beginn des Niederschlags einsetzte. Der von Bürkli-Ziegler [1] beschriebene außerordentliche Regenfall in Zürich am 3. Juni 1878, welcher von morgens $3.^{40}$ bis abends 10 Uhr dauerte, erreichte seine größte, 10 Minuten dauernde Stärke von 212 sl pro ha erst morgens $11.^{20}$, also nachdem es bereits 7 Stunden 40 Minuten geregnet hatte. Die Regenstärken vor Eintritt des 212 sl-Niederschlags schwankten zwischen 18,1 und 143,3 sl pro ha.

Da also die Sturzregen in der Hälfte der Fälle nicht unvermittelt auftreten, so muß der Kanalisationsingenieur um sicher zu gehen, von der Verdunstung vollständig absehen. Aus diesen und andern Gründen ist auch von der Versickerung in eng bebauten Städten wenig zu erwarten. Der Dichtigkeitskoeffizient ψ (s. § 8) dient daher in Stadtgebieten in erster Linie zur Berücksichtigung der vielfachen Abflußhindernisse, welche das Wasser auf seinem Weg bis in die Kanäle vorfindet.

IV. Dauer der Sturzregen. Wie die Stärke, so wechselt auch die Dauer der Sturzregen ganz außerordentlich. Die Tabelle auf Seite 11 gibt unter No. 5 und 6 neben einem Sturzregen von 3 Minuten Dauer einen solchen mit 180 Minuten, d. h. dem 60fachen Betrag. Ein dreistündiger Sturzregen von solcher Stärke ist schon ein sehr seltenes Ereignis. Die angeführten Zahlen werden aber noch ganz bedeutend überschritten von einem Regenfall, der in Joyeuse im Departement de l'Ardèche am 9. Oktober 1827 während 21 Stunden 105 sl pro ha lieferte. Dieser und ähnliche Regenfälle sind aufgeführt bei Bürkli-Ziegler [1] S. 6 und 7.

Ebensowenig wie für die Stärke läßt sich also für die Dauer der Sturzregen eine obere Grenze angeben. Die angeführten extremen Fälle sind aber so selten, daß sie für die Anlage einer Städtekanalisation nicht in Betracht kommen können, da der erzielte Sicherheitsgrad in gar keinem Verhältnisse zu den Baukosten stehen würde. Alle Beobachtungen lehren, daß derartige Regenfälle aus dem Rahmen der gewöhnlichen Ereignisse herausfallen und daher als force majeure zu

betrachten sind. Über die für uns in Betracht kommenden Regenstärken liegen einige Beobachtungen vor:

Nach Riggenbach ist in Basel für alle Regen unter 167 sl pro ha d. h. für 89% der von ihm beobachteten Fälle die mittlere Dauer nahe an eine Viertelstunde. Knauff gibt an, daß 58% der von ihm benutzten Regen eine Dauer von 14 bis 42 Minuten hatten. Er erhielt folgende Zahlen:

Dauer in Minuten	1—5	6—15	16—30	31—45
Durchschnittliche Stärke sl pro ha	303	125	90	73

Nach Bock hatte in Hannover nur ein Sechstel aller Regen mit über 40 sl pro ha eine Dauer von mehr als 10 Minuten. Es entfielen auf Regen

bis zu 20 sl pro ha jährlich 734 Stunden = 98%,
über 40 „ „ „ „ 12 „ = 2%

der Gesamtregendauer.

Diese Zahlen sollen nur Beispiele, nicht Anhaltspunkte sein. Man wird gut tun, mit Annahmen höher zu gehen als die Bockschen Zahlen liegen, und könnte sich vielleicht auf die Annahme einer Sturzregendauer von 30 Minuten einigen.

V. Intensität, Dauer und Häufigkeit. Im großen ganzen wird man es als einen Satz der Erfahrung bezeichnen können, daß die Dauer und Häufigkeit der Regenfälle in einem umgekehrten Verhältnis zu ihrer Stärke steht. Theoretisch läßt sich allerdings hierüber so gut wie nichts sagen, dagegen wird eine kurze Betrachtung des vorhandenen Materials nicht ohne Interesse und Nutzen sein.

Wir führen zunächst einige Beobachtungen aus Frankfurt a. M. an. Dort sind eingetreten von 1890—1903

23 Regen von 90—135 sl bei 10 Minuten mittlerer Dauer,
11 „ „ 135—180 „ „ 10 „ „ „
7 „ „ 180—240 „ „ 6 „ „ „
4 „ „ über 240 „ „ 6 „ „ „

Ferner sind in der folgenden Tabelle die hauptsächlichsten Daten für fünf Städte und zwei deutsche Länder zusammengestellt. In der Tabelle bedeutet:

A die Anzahl der in der betreffenden Klasse beobachteten Regenfälle,

B die mittlere Dauer derselben,

C den Bruchteil in Prozenten aller Regen, welchen die Summe der Regen vom niedrigsten aufgenommenen Wert bis zum Höchstwert der betreffenden Klasse von der Gesamtsumme der Regen darstellt.

Die Angaben erstrecken sich für

Stuttgart	St.	auf die	Jahre	1875—1895,	also auf	21	Jahre [6]
Wien	Wi.	„ „	„	1889—1898	„ „	10	„ [22]
Berlin	Be.	„ „	„	1884—1893	„ „	10	„ [22]
Cottbus	Co.	„ „	„	1889—1896	„ „	8	„ [21]
Basel	Ba.	„ „	„	1888—1893	„ „	6	„ [22]
Schlesien	S.	„ „	„	1887—1899 (?)	„ „	13 (?)	„
Bayern	B.	„ das	Jahr	1901	„ „	1	Jahr.

Klasse	Stärke sl pro ha	Alle beobachteten Regen. A				B				C			
		St.	Wi.	Co.	B.	St.	Wi.	Co.	B.	St.	Wi.	Co.	B.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	50—70	19	53	15	7	18	11	19	66	39	43	35	11
II	71—90	12	21	11	12	23	15	11	36	55	60	60	31
III	91—110	8	14	6	12	21	16	19	58	70	72	74	50
IV	111—140	9	12	6	11	20	12	20	25	86	82	88	68
V	141—170	4	9	1	6	17	17	15	24	89	89	91	78
VI	über 170	4	13	4	14	23	12	10	20	100	100	100	100

Klasse	Stärke sl pro ha	Alle Regen über 3 Min. A		B		C		Mittlere Stärke sl pro ha	A	B	C
		Be.	Ba.	Be.	Ba.	Be.	Ba.		Schlesien		
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
I	55—69	40	10	10	11	45	28	35	8	212 ÷ 600	14
II	70—83	17	5	9	16	64	42	75	8	125 ÷ 180	15
III	84—111	15	7	9	12	81	61	93	15	72 ÷ 120	28
IV	112—140	5	7	13	9	87	80	113	12	46 ÷ 60	39
V	141—167	7	3	11	28	94	89	145	15	33 ÷ 45	53
								157	25	16 ÷ 30	75
VI	über 167	5	4	15	6	100	100	210	16	8 ÷ 15	90
								211—303	10	3 ÷ 5	100

Wie die Gruppen A zeigen, findet zwar im allgemeinen eine Abnahme der Regenzahl mit zunehmender Stärke statt, aber in keiner Kolumne kommt sie rein oder gar gesetzmäßig zum Ausdruck, am allerwenigsten für Schlesien, während dort die Dauer der Regenfälle sehr schön mit zunehmender Stärke abnimmt. Bei Bayern ist der Beobachtungszeitraum zu kurz, um weitere Schlüsse zu erlauben. Für Berlin nimmt (Kol. 16) die Anzahl ab, die Dauer nicht (Kol. 18). Auffallend ist zunächst die verhältnismäßig lange Dauer der Regen in Bayern und Schlesien. Das rührt jedoch her von der Einbeziehung der Gebirgsgegenden mit ihren ergiebigeren Niederschlägen (vergl. Abschnitt II dieses Paragraphen). Interessant sind auch die Zahlen unter C. Sie scheinen dafür zu sprechen, daß lokale Verhältnisse doch keine so großen Unterschiede in den Regenfällen bedingen, als man anzunehmen geneigt ist. Allein das Bild, das sie geben, ist nicht ganz klar, denn wenn z. B. Stuttgart und Wien Regen der V. Klasse nicht mehr abführen könnten, so wäre der Fall doch für Wien ungleich schlimmer, denn auf 100 Jahre reduziert würde dies für Stuttgart 19 Fälle bedeuten, für Wien aber 90! Die Zahlen der Kolumnen 14 und 25 weichen ganz bedeutend von den übrigen ab. Die Prozentzahlen sind viel ungünstiger als bei den einzelnen Städten. Man erkennt, daß man, wie schon früher bemerkt, aus den Zahlen für ein ganzes Land keinen Schluß auf die Verhältnisse einer einzelnen Stadt ziehen darf.

Ein gesetzmäßigerer Verlauf der Erscheinung zeigt sich erst bei Verwendung größerer Beobachtungsreihen. Büsing hat die vom Preußischen Meteorologischen Institut 1891—1893 beobachteten Niederschläge bearbeitet. Aus seinen Angaben ([7] S. 180 und 184) läßt sich folgende Tabelle zusammenstellen:

Regendauer in Minuten	Regenstärke sl pro ha	Vorkommen in 1 Jahr
1—5	582	weniger als 0,01 mal
6—15	352	etwa 0,05 „
16—30	253	„ 0,10 „
31—45	153	„ 0,35 „
46—60	138	„ 0,46 „
61—120	133	„ 0,56 „
121—180	78	„ 1,40 „
181 und mehr	57	„ 2,40 „

Die dritte Kolumne dieser Tabelle gründet sich auf die Voraussetzung Büsings, daß ein Regenfall von mehr als 55 sl pro ha im Flachland pro Jahr etwa $2^1/_2$mal zu erwarten sei. Diese Annahme ist vielleicht etwas zu nieder gegriffen, vergl. die nächste Tabelle.

Nach Bock kommen für Hannover in Betracht:

Regenstärke sl pro ha .	über 200	176—200	151—175	126—150	101—125
Vorkommen 1 mal in Monaten	15	11	$7^3/_4$	5	3
Vorkommen in 1 Jahr .	0,80mal	1,09	1,55	2,40	4,00

Die Regen über 40 sl pro ha umfassen dort 13 % der jährlichen Regenfälle. Büsing ermittelt in [28], daß Regen von 87—100 sl pro ha jährlich etwa 1—2mal wiederkehren.

Die Ergebnisse dieses Abschnitts sind nun in der Hauptsache folgende:

1) Für große Gebiete und Zeiträume ergibt sich im Durchschnitt eine Abnahme der Regenhäufigkeit und Regendauer mit der Zunahme der Regenstärke. Die zugehörige Kurve nähert sich scheinbar asymptotisch der Abszissen-(t-)Achse.

2) Für einzelne Städte läßt sich bis jetzt diese Beziehung wegen der örtlichen Besonderheiten nicht nachweisen. Formelbeziehungen zwischen Regenmenge und Regendauer sind daher mit großer Vorsicht zu verwenden.

3) Für Städte empfiehlt es sich daher, möglichst langjährige Beobachtungen zu sammeln, wenn man nicht vorzieht, ohne weiteres eine genügend hohe Zahl festzusetzen.

4) Beziehungen für ganze Länder mit großen Höhenunterschieden aufzustellen, hat keinen praktischen Nutzen für Kanalisationszwecke.

VI. Ausbreitung der Sturzregen. Hierüber sind bisher leider nur sehr wenige Mitteilungen veröffentlicht worden. Die Frage ist für den Kanalisationsingenieur sehr wichtig. Es wäre zu wünschen, daß die größeren Städte selbstregistrierende Regenmesser in mehreren Exemplaren aufstellten. Sie würden damit der Wissenschaft und der Praxis gleichermaßen einen Dienst leisten[1]. Die bisher gemachten Beobachtungen haben,

[1] Dies geschieht z. B. in Mannheim, vergl. Deutsche Bauzeitung 1904 S. 222, in Hannover [24] und in Frankfurt [12].

weil meist nur meteorologischen Zwecken dienend, in der Regel nicht die für den Ingenieur wünschenswerte Bearbeitung gefunden.

Die größte Ausbreitung haben, wie bekannt, die Landregen. Büsing erwähnt [7] S. 179 unter andern einen Regen, der vom 19. bis 22. Juli 1892 über der Provinz Ostpreußen niederging, eine Regenhöhe von bis zu 178 mm erreichte und sich über ein Gebiet von 37 000 qkm erstreckte. Solche Regenfälle können für Stromgebiete von den allerschlimmsten Folgen sein, vergl. Harlacher: Beiträge zur Hydrographie des Königreichs Böhmen, Prag 1872, ferner Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, 1900, S. 288 und [2].

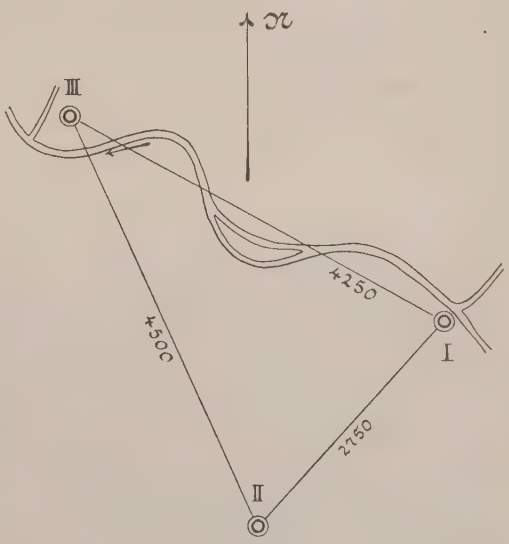

Fig. 1.

Städtekanalisationen jedoch, welche für ganz andere Wassermengen dimensioniert sein sollen, als sie in der Zeiteinheit bei Landregen zu fallen pflegen, werden durch solche Dauerregen meist nicht geschädigt. Hier kommen die starken, verhältnismäßig kurz dauernden und nur lokal auftretenden Sturzregen in Betracht. Die Frage, um die es sich für uns handelt, heißt: Hat man ein Recht, allgemein anzunehmen, daß Sturzregen bei größeren Stadtgebieten sich nur über einen beschränkten Teil derselben erstrecken, und darf man auf dieser Grundlage dimensionieren? Hierzu wollen wir die vorhandenen Veröffentlichungen betrachten.

Frühling beschreibt in [19] drei Regenfälle aus Breslau. Dort befinden sich drei Regenmesserstationen I, II, III (s. obenstehende Figur 1), welche in den Ecken eines Dreiecks mit den eingeschriebenen Seitenlängen und etwa 700 ha Inhalt liegen. Die Seite II, III verläuft etwa in südnördlicher Richtung und die Oder fließt etwa in der Richtung I III. In dieser Richtung

und senkrecht zu ihr kann man also etwa das Geländegefälle annehmen. Die Beobachtungen sind in der folgenden Tabelle enthalten:

Bezeichnung des Regens	Station I			Station II			Station III		
	Beginn	Dauer Min.	sl pro ha	Beginn	Dauer Min.	sl pro ha	Beginn	Dauer Min.	sl pro ha
A	8.50	6	175	7.55	55	88	8.50	34	66
	9.05	6	175						
B	4.15	15	98	4.30	60	34	4.15	30	33
C	4.48	7	400	4.30	25	120	4.45	20	66

Leider fehlt überall die Angabe der Richtung, in welcher die Wolken zogen; es wäre dadurch möglich, ein Urteil zu bekommen, ob in diesen Fällen die Regenintensität mit dem Fortschreiten über das betrachtete Gebiet ab- oder zugenommen hätte. Daß letzteres auch der Fall sein kann, lehrt eine Angabe von Knauff aus Cottbus [21], wo die drei Regenmesser öfters eine Zunahme der Regenmenge mit dem Fortschreiten der Gewitter von West nach Ost erkennen ließen (s. auch den Schluß dieses Abschnitts).

Der Regen A scheint auf den ersten Blick sehr günstig für die Beanspruchung des Kanalnetzes gewesen zu sein. Gesetzt aber den Fall, die Sammler liefen als Abfangkanäle etwa in der Richtung I III, so wäre der Regen sehr ungünstig verlaufen. Die Entfernung II III ist etwa 4500 m, rechnet man für die Umwege, welche das Wasser in den Kanälen macht, etwa das Anderthalbfache, so erhält man 6750 m. — Bei einer für Sturzregen annehmbaren mittleren Wassergeschwindigkeit von 1,50 m in den Kanälen braucht das Wasser 4500 Sekunden oder 75 Minuten, um von I nach III zu kommen, es kam also in III an, als eben dort der Regen in voller Stärke fiel, und die Kanäle

hatten nicht die Abflußmenge von 88 oder 66, sondern von 88 + 66 = 154 sl pro ha zu befördern!

Die beiden anderen Regen verliefen günstiger, sie waren kürzer und die Wassermengen konnten hintereinander abfließen.

Frühling gibt noch an, daß während einer siebenjährigen Beobachtungszeit alle Regen über 55 sl pro ha zusammen 600 Minuten gedauert haben; während dieser Zeit hat es 61 Minuten auf zwei Stationen gleichzeitig und 28 Minuten auf allen drei Stationen gleichzeitig geregnet.

Nach Bock [24] wurden in Hannover von 136 beobachteten Regenfällen 41, d. h. 30%, an zwei und mehr Messern beobachtet. Es handelt sich hierbei um sieben Messer, welche auf einem Gebiet von etwa 3000 ha zu beobachten gestatten.

Von allen Regen über 40 sl pro ha gingen nieder:

70% auf einem Gebiet von etwa . . . . 100 ha
15% „ „ „ „ „ . . . . . 400 „
15% „ „ „ „ bis zu . . . 3000 „

Bock schließt weiter aus seinen Beobachtungen, daß Regen von

125—150 sl pro ha sich über Gebiete bis über 400 ha
80—150 „ „ „ „ „ „ „ zu mehreren tausend ha

erstrecken.

In der Österreichischen Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, 1898, S. 294, wird ein Regen bei Wien besprochen, dessen Maximalintensität 80,5 mm in 90 Minuten (147 sl pro ha) betrug. Im Gewitterrayon schwankte die Intensität zwischen 13 und 53 mm pro Stunde (35 bezw. 147 sl pro ha) und der Durchmesser des Gebiets betrug etwa 4 km, entsprechend 1300 ha.

Wie aber unsere Breslauer Betrachtung lehrt, sind diese an sich schon ungünstigen Verhältnisse nicht allein maßgebend; Regenfälle, die zu verschiedenen Zeiten auf den einzelnen Stationen niedergehen, können für ein Kanalnetz viel ungünstiger sein als gleichzeitig fallende.

Frühling berechnet noch aus den Breslauer Beobachtungen, daß einer Regenstärke von 177 sl pro ha am Beobachtungsort eine solche von 89 sl pro ha in einem Abstand von 3000 m entspricht, und leitet eine Formel ab, wonach die

Berechnung eines Kanals von der Länge l nicht auf Grund der Regenmenge Q sl, sondern der Menge

$$q = Q\,(1 - 0{,}005\,\sqrt{l})$$

stattfinden könne. Frühling gibt diese Formel nur als eine Möglichkeit, es scheint uns aber auch das Beobachtungsmaterial für derartige Annahmen noch nicht zu genügen. Auch werden solche Formeln erfahrungsgemäß (vergl. § 9) zu leicht schematisch, ohne näheres Eingehen auf die Besonderheiten eines Falls, angewandt. Gegen diese Formel spricht auch der erste der drei Breslauer Regen und die Beobachtung in Cottbus. Weiter spricht dagegen der Verlauf eines Regens in Berlin vom 22. Juli 1893, wo innerhalb $^3/_4$ Stunden auf einem Gebiet von 900 ha auf 5 Stationen Regenmengen von 217, 434, 195, 267 und 228 sl pro ha bei einer jeweiligen Dauer von 19, 10, 30, 20, 23 Minuten beobachtet wurden, also durchschnittlich 228 sl pro ha mit 25 Minuten Dauer. Sehr lehrreich ist auch eine Beobachtung, welche Knauff [20] über ein am 13. Juli 1892 über Berlin gezogenes Gewitter mitteilt. Die Richtung des Gewitters ging über die Orte Heinersdorf, Weißenburgerstraße (3,8 km)[1], Schinkelplatz (2,6 km), Bellealliancestraße (2,6 km), Friedenau (4 km), Großlichterfelde (4,7 km) und die beobachteten Regenmengen betrugen der Reihe nach rund 19, 20, 26, 65, 63, 37 mm, es fand also eine bedeutende Zunahme der Regenmenge statt und das Regenmaximum fiel, nachdem die Wolken schon auf einem Weg von etwa 9 km Regen abgegeben hatten. In Treptow, 6 km von der Gewitterachse entfernt, fielen noch 21 mm Regen. Leider fehlt die Angabe, innerhalb welcher Zeiten der Regen fiel. Die Regenangabe nur nach Millimeter ist für den Ingenieur ganz unbrauchbar.

Nach dem Vorstehenden ist einleuchtend, daß beschränkende Annahmen über die Ausbreitung von Regenfällen nur mit großer Vorsicht zu machen sind, man muß sich bewußt sein, daß man damit die Zahl der Fälle herabsetzt, in welchen eine Kanalisation ihren Zweck erfüllen kann.

VII. Zugrichtung der Sturzregen. Die Bewegungsrichtung der regenspendenden Wolken ist in Westeuropa im

[1] Die Zahlen bedeuten die Entfernung des Orts von dem je unmittelbar vorher genannten.

allgemeinen eine von S bis W nach N bis O gerichtete. Doch kann die orographische Lage eines Orts, z. B. bei vorgelagerten Bergen, in engen Tälern, auf die vorherrschende Regenrichtung einen bedeutenden Einfluß ausüben. Dieser ist jedoch für eine einzelne Stadt nur aus langjährigen Beobachtungen zu ermitteln. So wenig wie die Gewitter müssen aber die Sturzregen notwendig aus der vorherrschenden Regenrichtung kommen. Bock schreibt in seinem mehrerwähnten Aufsatz (II, S. 54): »Die Windrichtung zeigt nach der Wetterprognose der betreffenden Tage den im allgemeinen als Regenwind in unserer Gegend (Hannover) bekannten SW und S nicht hervortretend, außer O und NO, die nicht beobachtet sind, treten Winde von N bis OSO in allen Variationen auf«.

Man kann sich fragen, ob die Bewegungsrichtung der Regenwolken auf die Abflußmengen einen Einfluß habe. Dabei wären zwei Hauptfälle zu unterscheiden:

1) Die Wolke bewegt sich entgegengesetzt der Strömungsrichtung des Kanalwassers.

2) Die Wolke bewegt sich in gleicher Richtung wie das Kanalwasser.

Betrachtet man die beiden Fälle genauer, so sieht man, daß man eine ganze Reihe vereinfachender Annahmen machen muß, um Resultate über die gesamte Abflußdauer und die Dauer des Maximalabflusses zu bekommen. Das aber läßt sich ohne weiteres sagen, daß die Regendauer die Hauptrolle spielt. Ist diese groß genug, so ist, wie leicht einzusehen, das Resultat in beiden Fällen dasselbe, indem die Fläche die volle Wassermenge $q = \psi . R . F$ zum Abfluß bringt. Im übrigen sind hauptsächlich von Einfluß die Länge und Breite der Entwässerungsfläche, die Länge, Breite und Geschwindigkeit der Wolke und die Geschwindigkeit in den Kanälen. In besonderen Fällen wären eingehende Untersuchungen nötig, deren Ergebnissen wir wegen der unvermeidlichen vereinfachenden und daher ungenauen Voraussetzungen sehr skeptisch gegenüberstehen. Unserer Ansicht nach sollte aus all den vorgetragenen Gründen auf die Lage des Kanalnetzes zu der (oder den!) Hauptregenrichtungen, ganz besondere Fälle ausgenommen, keine Rücksicht genommen werden. Sie erscheint uns weder durch die Beobachtungen genügend begründet, noch durch die Rechnung scharf genug faßbar.

§ 4. Regenannahmen in der Praxis.

Im letzten Paragraphen wurden die außerordentlich wechselvollen Verhältnisse behandelt, welche bei den für Städtekanalisationen in Betracht kommenden Sturzregen stattfinden können. Im folgenden soll eine kurze Darstellung der Versuche gegeben werden, welche darauf hinzielten, für die Sturzregen Annahmen von genügender Sicherheit und Zuverlässigkeit zu erhalten.

Am einfachsten wäre es ja zunächst, sich an die bekannten größten Regenfälle zu halten und für diese Wassermengen die Kanalisationen zu dimensionieren. Allein man käme auf finanziell und z. B. in engen Straßen z. T. auch technisch unausführbare Dimensionen. Daher hat auch die Kenntnis der außergewöhnlichen Regenfälle wenig Wert für den Kanalisationsingenieur. Er möchte wissen, welches für einen gegebenen Ort die mit einer gewissen Regelmäßigkeit wiederkehrenden Regenmaxima sind.

Zu diesem Zweck sind Cramer [18] und Knauff [20] von der mittleren jährlichen Regenhöhe ausgegangen, welche für die meisten größeren Orte aus langjährigen Beobachtungen genügend genau ermittelt ist. Cramer setzt den maximalen Sekundenniederschlag pro Flächeneinheit an zu

$$h_i = 0{,}0333\ h$$

Millimeter, wo h die in Metern einzusetzende mittlere jährliche Niederschlagshöhe des Orts bedeutet. Knauff hat aus 618 Beobachtungen, die in den Jahren 1891 und 1892 in Norddeutschland gemacht wurden, folgenden Ausdruck abgeleitet:

$$h_i = 0{,}378 + 0{,}0024\ h.$$

Hierin ist h_i in Millimeter pro Minute und h in Centimeter pro Jahr einzusetzen. Für die Zeitdauer eines Sturzregens erhält Knauff in Minuten

$$z = \frac{10{,}8}{h_i - 0{,}26}$$

oder wenn h_i in Millimeter pro Sekunde gegeben ist:

$$z = \frac{5{,}4}{30\ h_i - 0{,}13}.$$

Reduziert man auch in der ersten Formel h_i auf Millimeter pro Sekunde und h auf Meter, so erhält man die der Cramerschen entsprechende Formel:

$$h_i = 0{,}0063 + 0{,}004\ h.$$

Die folgende kleine Tabelle gibt einen Überblick und einen Vergleich der Resultate, welche man mit beiden Formeln erhält.

h in Meter pro Jahr	Max. Q in sl pro ha nach		Verhältnis
	Cramer	Knauff	
1,00	330	103	3,2 : 1
0,90	300	99	3,0 : 1
0,70	232	91	2,4 : 1
0,50	165	83	2 : 1
0,30	100	75	1,3 : 1

Noch deutlicher wird der Unterschied durch die Wahl konkreter Beispiele, welche in der nächsten Tabelle vorliegt.

Ort	h in Meter pro Jahr	Max. Q in sl pro ha nach	
		Cramer	Knauff
Mülhausen (Elsaß) .	0,413	137	79,5
Baden-Baden	1,455	482	121,2
Freudenstadt	1,386	460	118,4
Sigmaringen	0,374	123	78,0

Die Cramerschen Zahlen für Mülhausen und Sigmaringen erscheinen brauchbar, es ist aber gänzlich ausgeschlossen, mit solchen Werten, wie man sie nach Cramer für Baden-Baden und Freudenstadt erhält, zu rechnen. Sie sind so hoch, daß sie sich nur auf ganz außergewöhnliche Ereignisse beziehen können. Betreffs der Knauffschen Werte möchte man nur wünschen, daß ihnen ein höherer Grad von Zuverlässigkeit eigen sei, allein sie sind nur das Resultat zweijähriger Beobachtungen und können nach dem, was im letzten Paragraphen über den Zusammenhang zwischen Häufigkeit, Stärke und Dauer der Sturzregen gesagt wurde, nur den Wert allgemeiner Orientierungszahlen beanspruchen. Knauff selbst hat seine Formeln zur Bestimmung der Niederschlagsmengen in der Stadt Cottbus [21] verwendet. Er erhielt $z = 43{,}2$ Minuten und $Q = 85$ sl pro ha.

Nun waren in Cottbus von 1889—1896 43 stärkere Regen beobachtet worden. Mit diesen korrigiert Knauff die Formelergebnisse seiner Meinung nach noch immer sehr günstig und zu den Werten $z = 20$, $Q = 85$. Betrachtet man aber die 43 Regen in der in [21] gezeichneten Wolke etwas genauer, so findet man, daß unter ihnen nicht weniger als 19 mehr als 85 sl pro ha ergaben, dies sind 44 %. Bei acht derselben oder 20 % war $Q > 85$ sl pro ha und $z > 20$ Minuten. Die definitive Annahme ist also eher zu niedrig als zu hoch gegriffen.

Faßt man das Vorstehende zusammen, so erscheint der Versuch, aus der mittleren Jahresregenhöhe die maximale sekundliche zu bestimmen, verfrüht und wenig aussichtsvoll. Es läßt sich auch lediglich kein Anhalt dafür finden, daß die beiden Größen in irgendeinem inneren Zusammenhang stehen könnten, und die Ausführungen auf S. 12 und 13 widersprechen dem direkt, da im Gebirge wohl h am größten, h_i jedoch kleiner als in der Ebene zu sein pflegt.

Ein bequemes Mittel, sich über die Stärke und Dauer beobachteter Regen ein Bild zu verschaffen, bildet das Auftragen derselben in einem Koordinatensystem, wobei man die Stärke in sl pro ha als Ordinaten und die Dauer in Minuten als Abszissen annimmt; man erhält so eine Wolke von Punkten, welche bequem manche lokale Besonderheiten, das Vorkommen und die Häufigkeit außergewöhnlicher Regenfälle erkennen läßt.

Es ist auch versucht worden, auf Grund von Beobachtungen für einzelne Städte Gleichungen zwischen Q und z aufzustellen. Frühling fand [19] für Breslau die Gleichung:

$$z\,(Q - 5) = 4200,$$

Professor Nipher für St. Louis:

$$Q \cdot z = 25\,000,$$

Kuichling für Rochester, wenn y das Regenhöhenmaximum in Zollen bedeutet, auf Grund von weitläufigen und genauen Regenbeobachtungen der amerikanischen Institute:

für $z = 15 \div 60$ Minuten . . . . . $y = 2{,}10 - 0{,}0205 \cdot z$,
„ $z < 60$ „ . . . . . $y = 3{,}73 - 0{,}0506 \cdot z$,
„ $z = 60 \div 300$ „ . . . . . $y = 0{,}99 - 0{,}002 \cdot z$.

Kuichling hält diese Formeln für viel zuverlässiger als die früher benützten. Sie beanspruchen aber natürlich Gültig-

keit nur für nordamerikanische Verhältnisse. Wir verweisen ferner auf Satz 2 und 4 auf S. 18.

Derartige Formeln werden aus denselben Beobachtungen gewonnen, mit welchen man die oben erwähnten Wolken erhalten kann. Zeichnet man eine solche Wolke, so erkennt man die Schwierigkeiten, welche der Ermittlung einer Kurve für Q und z entgegenstehen: Für einzelne Orte hat man zu wenig Beobachtungen, so daß außergewöhnliche Vorfälle das Bild verwischen, und für ganze Länder Gleichungen aufzustellen ist, wie S. 18 gezeigt wurde, verfehlt, da hierbei jede Rücksicht auf topographische Eigentümlichkeiten wegfallen muß (s. S. 17 f.).

In der folgenden Tabelle sind einige Regenfälle zusammengestellt, welche nach Baumeister [4] S. 227 Wassereinläufe in die Keller und andere Unannehmlichkeiten zur Folge gehabt haben.

Ort	Datum	Regendauer in Minuten	Regenstärke in sl pro ha R	Angenommene Abflußmenge sl pro ha A	Verhältnis $\frac{A}{R}$
Berlin . . .	6. Okt. 1883	15	184	22,73	0,13
Berlin . . .	5. Mai 1889	20	188	22,73	0,13
Stuttgart . .	23. Juli 1883	3	415	12—17	0,03—0,04
Karlsruhe .	29. Juni 1885	60	272	18	0,03
London . .	1. Aug. 1846	60	277	23—25	0,09—0,13

Lehrreich ist bei dem Stuttgarter Regen die Beobachtung, daß selbst Regen von so kurzer Dauer wie dieser, wenn sie entsprechend stark sind, Schaden verursachen können.

Nach dem Gesagten braucht kaum mehr erwähnt zu werden, daß sich die früher öfters gemachte Annahme von $Q = 70$ sl pro ha sowohl in Amerika als in Deutschland mehrfach offenkundig als zu klein erwiesen hat. In Heilbronn wurde z. B. $Q = 125$ gewählt, weil die ursprüngliche Annahme von $Q = 83$ nicht genügte.

Büsing führt [23] zur Bestimmung der Maximalregenintensität einen Koeffizienten $\varkappa$ ein, als Verhältnis zwischen den bekannten Durchschnittsstärken und den schwer bestimmbaren Maximalstärken im Verlauf der Regenfälle, und schlägt vor zu setzen:

für wirtschaftliche Anlagen . . . . $\varkappa = 2—3$,
„ Notauslässe . . . . . $\varkappa = 6—9$.

Die folgende Tabelle gibt zum Schluß noch eine Zusammenstellung der von verschiedenen Autoren für genügend oder notwendig erachteten Regenannahmen in bestimmten Landstrichen. Angaben über die in Städten angewendeten Zahlen findet man in Baumeister [4] S. 234, Büsing [7] S. 223, sowie in den einschlägigen Zeitschriften, besonders in der Deutschen Bauzeitung, Zentralblatt der Bauverwaltung, Gesundheitsingenieur und Zeitschrift für Bauwesen.

Autor	Gegend	Q in sl pro ha	Bemerkungen
Baumeister	Deutschland	70—150	
Bock	nach Beobachtungen in Hannover	80—90	wenn Aufstau und Überdruck in den Kanälen zulässig, aber nur für ausschließliche Regenkanäle.
		125—150	für Schwemmkanalisation ohne Rückstau.
Bodenseher		70—110 (im Mittel 90)	Dauer 15—20 Minuten.
		100	Dauer 30 Minuten für sehr weitgehende Ansprüche.
Brix		125	
Bürkli-Ziegler	Schweiz	125—200	größte anhaltende Stärke.
Büsing	Deutschland	67—125	Dauer 60 Minuten, für diejenigen Teile, welche nicht zu den sogen. Noteinrichtungen zählen.
Frühling	Norddeutschland	150	bei 20—30 Minuten Dauer. Die Angaben beziehen sich auf die Hauptsiele. Siehe übrigens S. 12.
	Mittel- u. Süddeutschland	170	
	Schweiz	180—200	
Hellmann	Norddeutsche Ebene	170—200	
Knauff	Norddeutschland	min 75	
		100—115	
König	Wolkenbrüche in Mitteleuropa	110—170	
—	In den Alpen nicht selten	$Q > 300$	

§ 5. Einige besondere Gesichtspunkte für die Regenannahme.

Es handelt sich im folgenden um Besonderheiten der Kanalnetze, welche unter Umständen bei der Regenannahme berücksichtigt werden können.

I. Konstruktion der Einfallschächte. Die Einfallschächte mit wagrechtem Rost vermögen nur eine beschränkte sekundliche Wassermenge aufzunehmen. Diese Menge wird in bergigem oder gartenreichem Gebiet noch vermindert durch die bei starken Regengüssen mitgeführten Zweige und Blätter, welche leicht die Öffnungen der Schachtdeckel verstopfen können. In solchen Fällen heben die Anwohner gewöhnlich die Deckel ab, allerdings nicht zum Vorteil der öffentlichen Sicherheit. Derartige Schächte verzögern, wie die Erfahrung lehrt, den Abfluß ganz erheblich. Vielleicht, daß deshalb die kleinen Regenannahmen mancher Kanalisationen im allgemeinen genügt haben. Rascher geschieht der Abfluß bei den an den Seiten der Trottoirs angebrachten länglichen Sinkkastenöffnungen.

II. Entfernung der Einfallschächte. Je näher die Schächte beisammen liegen, desto schneller gelangt das Wasser in die Kanäle und desto weniger Zeit vergeht, bis der Einfluß eines Regenfalls in den Kanälen voll zum Ausdruck kommt. Wird nun das Dachwasser durch Trottoirröhren in die Straßenkandeln geführt wie z. B. in Stuttgart, so wird die in den Kandeln transportierte Wassermenge verhältnismäßig sehr groß und die der Entfernung der Einfallschächte proportionale größere oder kleinere Verzögerung im Abfluß trifft Dach- und Straßenwasser, d. h. den größten Teil des Regenabflusses.

Die unter I. und II. behandelten Umstände gewinnen besondere Bedeutung, wenn hinzukommt:

III. Starkes Straßengefälle. In diesem Fall eilt das Wasser bei Sturzregen mit solcher Geschwindigkeit in den Kandeln zu Tal, daß es unter Umständen gar nicht ganz zum Einfluß in die Schächte kommt, sondern über sie hinwegschießt, zumal wenn es Laub usw. mit sich führt. Dies ist eine allgemeine Erfahrung. Man müßte Schacht an Schacht legen, wollte man alles Wasser unterwegs abfangen[1]. Bei solchen

[1] Dies wird erst am unteren Ende der Straßen möglich.

Straßen ist es das beste, die Schächte in mäßiger gegenseitiger Entfernung anzulegen und mit Sandfang und bequemen, genügend großen Öffnungen in der Straßenrichtung zu versehen. Durch die erste Maßnahme verzögert sich der Eintritt des Wassers in die Kanäle. Die Folge starker Straßengefälle ist mithin, daß man dort eventuell die Regenannahme gegenüber derjenigen bei mittleren Gefällen etwas reduzieren kann, besonders wenn sich in der Talsohle ein natürlicher Rezipient befindet.

IV. Sehr geringes Straßengefälle. Hier gilt dasselbe bezüglich der Regenannahme. Das Wasser bewegt sich nur langsam den Kanälen zu, es bleibt lange auf dem Terrain stehen; dies verzögert den Abfluß und man kommt mit kleineren Regenannahmen aus, ohne ein Versagen der Anlage befürchten zu müssen. Will man das Wasser schnell abführen, so müssen die Einfallschächte nahe beieinander liegen, so ist z. B. ihre gegenseitige Entfernung in Bremen nur 20 m.

V. Größe der Baublöcke. Unter Baublock verstehen wir jede von kanalisierten oder zu kanalisierenden Straßen ganz umschlossene (mit Vorder- und Hinterhäusern, Höfen, Gärten usw. bedeckte) Fläche. Je weiter die Wege sind, welche das Regenwasser bis zu den Kanälen zurückzulegen hat, um so mehr Hindernisse trifft es auf seinem Wege, um so längere Zeit währt es auch, bis die volle Wassermenge in die Kanäle gelangt. Das Ergebnis ist dasselbe wie bei den andern oben erwähnten Umständen.

VI. Die in die Kanäle mitgerissene Luft. Durch Versuche wurde nachgewiesen, daß der durch die Abfallrohre stürzende Regen ganz bedeutende Luftquantitäten mit in die Kanäle reißt. So wurde z. B. gemessen, daß, wenn 25 l Wasser pro Minute ein 13 cm weites Abfallrohr passierten, dieses Wasser 125 l Luft mit sich riß. Bei größeren Wassermengen stieg die mitgerissene Luftmenge auf das 9—11 fache der Wassermenge. Die Regenabfallrohre können also, wenn sie in Tätigkeit sind, in keiner Weise zur Entlüftung der Kanäle beitragen, sie bewirken das Gegenteil. Um so wichtiger ist es, auf andere Weise der bei starken Regen in die Kanäle mitgerissenen Luft den Abzug zu ermöglichen z. B. durch Öffnungen in den Schachtdeckeln oder durch besondere Entlüftungsschächte. Es sind

auch spezielle in die Regenabfallrohre einzubauende Luftabscheider konstruiert worden, doch wurde gegen dieselben unter anderm auch der Vorwurf erhoben, daß durch sie die nötige Lufterneuerung in den Kanälen verhindert werde. Dies zugegeben, erscheint es uns doch übertrieben, diese ganzen ungeheuren Luftmengen in die Kanäle eintreten zu lassen, eine kleinere Menge würde den Zweck auch erfüllen und für das Wasser selbst größere Rohrquerschnitte frei lassen. Dies kann bisweilen sehr wichtig werden. Es ist z. B. der Vorschlag gemacht worden, die ungenügende Leistungsfähigkeit der Berliner Kanalisation durch obligatorische Einführung von Luftabscheidern zu erhöhen.

Die hier angeschnittene Frage wird behandelt im Gesundheitsingenieur 1892 S. 815; 1893 S. 578; 1894 S. 208; 1896 S. 232.

All die vorstehend behandelten Einflüsse lassen sich natürlich nicht zahlenmäßig verfolgen, aber ihre Kenntnis kann dazu dienen, die Entscheidung des Kanalisationsingenieurs nach der einen oder andern Seite zu beeinflussen.

§ 6. Zusammenfassung.

Das Resultat der vorhergehenden Paragraphen ist nicht eben erfreulich: Die Regenfälle erreichen technisch nicht mehr zu bewältigende Höhen, von Verdunstung und Versickerung ist wenig oder keine Hilfe zu erwarten, die Dauer starker Regen hat keine obere Grenze und über ihre Häufigkeit läßt sich etwas Sicheres kaum sagen. Die Ausbreitung geht über große Städte und die Richtung, aus welcher die Regen kommen, wechselt; die Versuche, auf Grund der Beobachtungen Formeln aufzustellen, erscheinen wenig aussichtsvoll, zum mindesten aber verfrüht, und die Vorschläge bezüglich der anzunehmenden Regenmengen gehen weit auseinander.

Da bleibt nichts anderes übrig als Beschränkung. Der Ingenieur muß darauf verzichten, alle möglichen Fälle zu berücksichtigen und muß für die mehr oder weniger normalen sorgen. Die Hauptfrage bei jeder neuen Kanalisation heißt also: Welche niedrigste Annahme für die Regenstärke und Regendauer läßt sich im vorliegenden Falle noch verantworten? und diese Frage muß unter

gewissenhafter Berücksichtigung aller besonderen Umstände für jeden Ort besonders beantwortet werden. Dazu gehören zahlreiche Beobachtungen der Stärke, Dauer und Häufigkeit von Regenfällen, der vorherrschenden Gewitterrichtung, Berücksichtigung der topographischen Terraingestaltung und Festlegung der allgemeinen Anordnung des künftigen Kanalnetzes. Die Statistik der Regenbeobachtungen nimmt erst in neuerer Zeit größere Rücksicht auf die Bedürfnisse des Ingenieurs, doch hat die Einrichtung von Regenmesserstationen in den letzten Jahren so zugenommen, daß es vielleicht nicht mehr lange dauern wird, bis ein umfangreicheres Material vorliegt, welches gestattet, auch für Ortschaften ohne Regenmesser aus Stationen mit ähnlichen Verhältnissen mit genügender Wahrscheinlichkeit größte Niederschlagswerte zu bestimmen, welche als Anhalt dienen können.

Die Tabelle auf S. 16 zeigt, daß man einen um so höheren Prozentsatz der vorkommenden Regenfälle berücksichtigt, je höher die der Rechnung zugrunde gelegte Regenannahme ist. Damit wachsen aber auch die Bau- und Unterhaltungskosten ganz bedeutend. Die Frage nach der zu berücksichtigenden Regenmenge ist daher in letzter Linie eine Geldfrage[1] und der Wunsch, die an sich schon sehr bedeutenden Kosten einer Anlage auf ein Minimum zu beschränken, war wohl in manchen Fällen der Anlaß zur Verwendung von Korrektionskoeffizienten, deren wissenschaftlicher Aufputz bei genauerer Prüfung als offenbares Blendwerk erscheinen muß.

Man kann nicht bei jeder Stadt gleich verfahren. In größeren Städten ist die Anhäufung wertvollen Besitzes auf engem Raum eine größere und zwingt zu erhöhter Vorsicht in der Annahme der Regenmengen gegenüber von kleinen, meist weiträumig bebauten Landstädten, ja dort kann, was gegenwärtig immer öfter geschieht, die Frage erhoben werden, ob man nicht nur das Brauchwasser durch Kanäle entfernen und das Regenwasser soweit als irgend möglich in Kandeln ablaufen lassen solle (Trennsysteme).

Ferner ist der Fall nicht ausgeschlossen, daß aus technischen Gründen aus einem bestimmten neu zu kanalisierenden

[1] welche sich allerdings leider nicht in Form eines wirtschaftlichen Vergleichs beantworten läßt. Vergl. [29].

Gebiet nicht über eine gewisse Wassermenge ablaufen darf, etwa, weil das Hauptsiel, das neben anderen auch die neuen Wasser aufnehmen soll, bereits erstellt und zu klein ist. Hier muß man sich über die möglichen Folgen der gestellten Bedingung klar werden, muß seine Dispositionen danach treffen und den Auftraggeber über die beschränkenden Bedingungen des Falls belehren. Man entzieht sich dadurch späteren Vorwürfen über ungenügende Leistungsfähigkeit der Anlage.

Weiterhin hat man die im vorigen Paragraphen gegebenen Andeutungen zu berücksichtigen. Ihre Kenntnis ist manchmal vielleicht wichtiger als langjährige Regenbeobachtungen. Wir anerkennen vollständig den Wert fortgesetzter möglichst zahlreicher Regenmessungen auch für den Kanalisationsingenieur, allein die Extreme entfernen sich, was z. B. Stärke und Dauer der Regen anbelangt, stets so weit von den berechneten Mittelwerten, und es sind, wie gezeigt wurde, noch so viele weitere Eigentümlichkeiten zu berücksichtigen, daß man doch stets gezwungen ist, Annahmen mit mehr oder weniger großer Abweichung von den Regenmesserergebnissen zu machen. Wenn z. B. in einer Stadt selbst 30jährige Messungen keinen Regen über 70 sl pro ha und 10 Minuten Dauer ergeben hätten, so würde doch kein vorsichtiger Ingenieur es wagen können, diese Zahlen als Grundlagen eines Projekts zu wählen. Regenmesserbeobachtungen dürfen daher nicht zu kleinen Annahmen verleiten; man wird sie dann richtig benützen, wenn man auch an den Resultaten für andere Städte vorsichtig zu sein lernt in seinen Annahmen. Im übrigen ist man über alle die vielen in Betracht kommenden Einflüsse auf den Verlauf der Sturzregen heute noch nicht genau genug orientiert, um mit voller Sicherheit entsprechende Annahmen machen zu können. Wenn man sich jedoch an die höheren, heute üblichen Annahmen hält und dabei nach Möglichkeit örtliche Besonderheiten berücksichtigt, so wird man nach menschlichem Ermessen vollständig ausreichende Anlagen schaffen.

Faßt man das vorstehend Gesagte zusammen, so kann man sagen: Allgemeine bestimmte Angaben über Regenstärke, Regendauer usw. sind der Natur der Sache nach unmöglich, sie sind aber auch nicht nötig, denn nur genaue Erwägung aller besonderen

Verhältnisse kann zu jeweils richtigen Rechnungsunterlagen führen und vor kostspieligen Mißgriffen bewahren.

§ 7. Abflusskoeffizienten.

In den vier vorhergehenden Paragraphen haben wir die Entstehung und den Verlauf der Sturzregen besprochen, unter Berücksichtigung der Untersuchungen, welche für die Zwecke der Kanalisationstechnik hierüber angestellt wurden. In den folgenden Paragraphen werden wir uns mit den Erscheinungen beim Abfluß der Regenmengen zu beschäftigen haben. Dabei handelt es sich hauptsächlich um zwei Fragen:

1) Welcher Teil der Regenmenge kommt überhaupt zum Abfluß?

2) Welche Einflüsse wirken auf den Wasserabfluß und auf den Verlauf des Abflußvorgangs bestimmend ein?

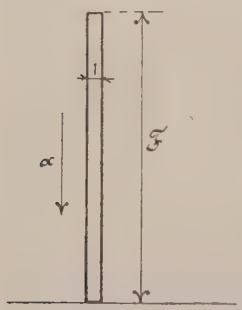

Fig. 2.

Für die folgende allgemeine Auseinandersetzung werde eine ebene Fläche von der Länge F, der Breite 1, gleichmäßigem Gefäll nach einer Seite und ein Regen von konstanter Stärke vorausgesetzt (s. Fig. 2). Trägt man diesen in einem rechtwinkligen Koordinatensystem so auf, daß die Ordinaten sekundliche Wassermengen, die Abszissen Zeiten bedeuten, so wird der Regen dargestellt durch ein Rechteck von der Form a, b, c, d (Regenkurve) (s. nebenstehende Fig. 3) und die Abflußmengen an der tiefsten Stelle des Flächenstreifens müssen eine Kurve von der Form a, g, f, h (Abflußkurve) ergeben. Dieselbe steigt anfangs rasch, bis sämtliche Flächenteile am unteren Rand Wasser abgeben, dann wächst sie langsam, bis zwischen der Wasserhöhe auf der Fläche und der sekundlichen Abflußmenge der Beharrungszustand eingetreten ist. Nach dem Aufhören des Regens sinkt die Kurve sofort wieder. Die allgemeine Betrachtung des Problems ergibt folgende Sätze:

1. Die Fläche a g f h a der Abflußkurve ist um die verdunstende, auf der Entwässerungsfläche stehenbleibende und versickernde Wassermenge kleiner als die Regenfläche; das Resultat ist also dasselbe, als wenn die Regenmenge (oder, was

aufs Gleiche herauskommt, die Entwässerungsfläche) entsprechend kleiner wäre: reduzierte Regenkurve a e f d.

Die Gesamtabflußmenge (Fläche a g f h a) ist also gleich groß wie die reduzierte Gesamtregenmenge (Fläche a e f d).

2. Die Ordinaten der Abflußkurve nähern sich um so mehr der Ordinate der reduzierten Regenkurve, je länger ein Regen dauert. Die bei genügend langen Regen größtmögliche Ordinate der Abflußkurve ist ebensogroß wie die Ordinaten der reduzierten Regenkurve.

Die sekundliche Abflußmenge ist also jedenfalls eine Funktion der Zeit.

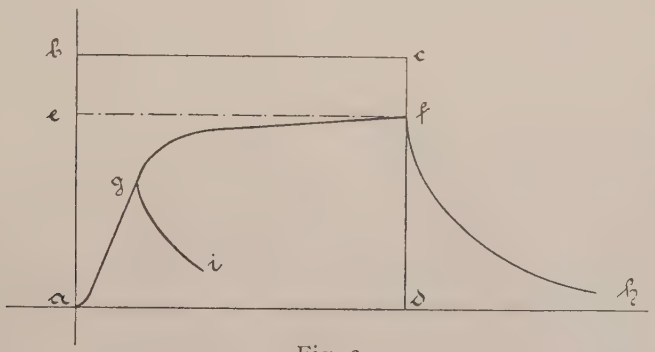

Fig. 3.

Der Inhalt der beiden Sätze wäre nun noch in Gestalt von Formeln auszudrücken.

Bezeichnet man mit R die sekundliche Regenmenge pro ha, mit F die Fläche in ha, so kann man die reduzierte sekundliche Regenmenge oder die Maximalordinate der Abflußkurve ausdrücken durch:

$$R' = \psi . R . F$$

wo ψ nach Baumeister Dichtigkeitskoeffizient heißt. Die Bedeutung des Wortes ergibt sich aus Satz 1. Da die Fläche der reduzierten Regenkurve als obere Begrenzungslinie eine Parallele zur Abszissenaxe hat, so stellt ψ ohne weiteres auch das Verhältnis zwischen Gesamtabflußmenge und Gesamtregenmenge dar.

Um von der Maximalordinate R' auf eine beliebige Ordinate R_x der Abflußkurve zu kommen, führt man einen zweiten

Koeffizienten φ ein und erhält damit als sekundliche Abflußmenge am unteren Flächenrand für einen beliebigen Zeitpunkt:

$$R_x = \varphi \,.\, R' = \varphi \,.\, \psi \,.\, R \,.\, F$$

wo φ der Verzögerungskoeffizient heißt. Er stellt das, wie unsere Betrachtung deutlich zeigt, jedenfalls auch von der Zeit abhängige Verhältnis zwischen sekundlicher Abflußmenge und sekundlicher Regenmenge dar.

Es leuchtet ein, daß die Einführung der reduzierten Regenkurve und damit die Verwendung zweier Koeffizienten ψ und φ etwas Willkürliches an sich hat, man merkt sofort, daß man statt der zwei Koeffizienten bei ebenen geneigten Flächen besser bezw. theoretisch richtiger einen einzigen Koeffizienten, etwa »Reduktionskoeffizient« genannt, einführen würde.

Aus den abgeleiteten Sätzen geht die ganz verschiedene Natur der beiden Koeffizienten hervor: ψ ändert sich, wie im folgenden Paragraphen gezeigt werden wird, nur wenig und kann durch einen konstanten Wert berücksichtigt werden, während φ, wie die Abflußkurve, mit dem Wert Null beginnt und allmählich einem Maximum (unter günstigen Umständen dem Wert 1) zustrebt, um nach dem Aufhören des Regens zuerst schnell und dann immer langsamer zum Wert Null zurückzukehren. Der Verzögerungskoeffizient darf also, entgegengesetzt der früheren Annahme, nicht als konstant angesehen werden, sondern ist eine variable Größe, welche, wie das Vorgetragene zeigt, abhängig ist:

1) von der Dauer des Regens: Je kürzer die Regendauer, desto weiter bleibt der im einzelnen Falle erreichte Größtwert von φ von seinem möglichen Größtwert, der Eins, entfernt;

2) bei genügend langer Regendauer vom Zeitpunkt der Beobachtung: Messungen zu verschiedenen Zeiten geben immer wieder andere Werte von φ (s. Fig. 3 S. 35).

Eine dritte Bestimmungsgröße für φ, welche besonders in der Kanalisation eine Rolle spielt, ist im folgenden erörtert.

Der Flächenstreifen F entwässere in eine Rohrleitung von beliebiger Länge. Angenommen z. B. die Leitung sei 5 km lang, die Geschwindigkeit im Rohr sei $v = 1{,}5$ m pro Sekunde und der Regen über der Fläche dauere 10 Minuten, so wird beim Aufhören des Regens noch kein Wasser am unteren Rohr-

ende angekommen sein. Dort ist also am Ende der zehnten Minute noch immer $\varphi = 0$. Bei $v = 1{,}5$ m ist das Wasser am Ende der zehnten Minute 900 m im Rohr vorgedrungen und an der betreffenden Rohrstelle, 900 m von der Fläche entfernt, beginnt eben Wasser zu fließen. Dort geht also φ in diesem Augenblick vom Wert Null zu positiven Werten über. Weiter rückwärts gegen die Fläche hin ist die augenblickliche sekundliche Abflußmenge größer. Der Wert φ ist also bei genügend langer Regendauer für Messungen, die zur selben Zeit gemacht werden, um so größer, je näher an der entwässerten Fläche die Messung erfolgt, und besitzt unter Umständen von einer gewissen Leitungsstelle an aufwärts den Wert Eins. Im vorliegenden Fall tritt also max φ in der Rohrleitung nach Ende des Regens ein in dem Teil der Leitung, dessen oberster Punkt mehr als 900 m von der entwässerten Fläche entfernt ist. Und auch die Zahl 900 ist noch zu reduzieren um den Weg, den das Wasser in der Zeit zurücklegt, welche verstreicht, bis der Beharrungszustand im Abfluß von der Fläche eingetreten ist. Wir können also als weiteren Satz aussprechen:

3) In Leitungen ist der Wert φ zu einer bestimmten Zeit abhängig von der Entfernung der Beobachtungsstelle von der entwässerten Fläche, derart, daß max φ an einer beliebigen Stelle um so später eintritt, je weiter diese Stelle von jener Fläche entfernt ist. Max φ kann bei entsprechender Regendauer in den unteren Leitungsteilen event. erst nach Aufhören des Regens eintreten.

Der Zweck dieses Paragraphen war, die heutzutage gebräuchliche Einführung der Koeffizienten φ und ψ in die technische Berechnungsweise auf einigermaßen plausible Weise zu begründen, wenn auch, wie sich später zeigen wird, das Abflußproblem ein wesentlich verwickelteres ist, als es nach dem Vorstehenden scheinen könnte, und der Koeffizient φ sich im Kanalisationswesen überhaupt nicht halten läßt.

§ 8. Der Dichtigkeitskoeffizient.

In § 3, 3 wurde aus der Art, wie die Sturzregen auftreten, gefolgert, daß der Dichtigkeitskoeffizient ohne Rücksicht auf Verdunstung und Versickerung hauptsächlich auf Grund der

Abflußhindernisse zu bestimmen sei. Der Dichtigkeitskoeffizient nimmt streng genommen zu mit der Regendauer, da diese eine Abnahme der Bodendurchlässigkeit und der Verdunstung bewirkt, und mit der Zunahme der Bebauungsdichte. Deswegen ist die betreffende Konstante von vornherein hoch genug anzusetzen.

Der Einfluß der Regendauer wird sehr hübsch bewiesen durch die bei Bürkli [1] S. 18 enthaltenen Londoner Abflußbeobachtungen, wo auf einem und demselben ganz überbauten und gepflasterten Gebiet bei zwei verschiedenen Regenfällen folgende Werte von ψ ermittelt wurden:

Erster Regen: Dauer 5 Std. — Min. 7,5 sl pro ha, beobachtet $\psi = 0{,}945$,
Zweiter „ „ 1 „ 40 „ 20 „ „ „ „ $\psi = 0{,}780$.

Also trotz der fast dreimal so großen Stärke des zweiten Regenfalls, welche sicherlich manche Abflußhindernisse aufheben mußte, überwiegt der Einfluß der Regendauer so sehr, daß der Koeffizient sich von 0,78 auf 0,945 heben konnte.

Übrigens kann auch der Regenstärke ein gewisser Einfluß eingeräumt werden. Bei Gewinnung der Unterlagen für Talsperren hat es sich gezeigt, daß zwischen Jahresabflußmenge und Jahresregenmenge nicht ein konstantes Verhältnis besteht, sondern daß man die Abflußmenge erhält, wenn man von der Regenhöhe eine für jedes Gebiet konstante Verlusthöhe abzieht. In unserem Fall bedeutet das so viel, als daß in einem gewissen Zeitraum nur eine bestimmte Menge pro qm versickern kann. Je stärker also ein Regen ist, desto mehr fließt ab, ψ ist also abhängig von der Regenstärke, vergl. auch [28].

Von dem Einfluß zunehmender Bebauungsdichte, welche meist eine Verbesserung aller Abflußmöglichkeiten im Gefolge hat, gibt ein Bild die Bestimmung des Koeffizienten ψ, welche Bodenseher für die zehn alten Gemeindebezirke der Stadt Wien gemacht hat (in [22] auf Grund des statistischen Jahrbuchs der Stadt Wien für 1897). Er erhält

für den Stand Ende 1897 . . . $\psi = 0{,}54 \div 0{,}84$ im Mittel 0,71,
für einen späteren ausgebauten
Zustand . . . . . $\psi = 0{,}74 \div 0{,}88$ „ „ 0,83.

Bürkli führt einen 36stündigen Londoner Regen von 5,7 sl pro ha Stärke an, bei welchem sich auf zwei verschiedenen

Gebieten $\psi = 0{,}53$ bezw. $0{,}645$ ergab. Bei den Londoner Versuchen ergab sich stets $\psi > 0{,}50$.

Es ist also geboten, den Koeffizienten ψ mit Rücksicht auf einen oberen Grenzzustand festzulegen. Bestimmungen des Koeffizienten an ausgeführten Anlagen wären folgendermaßen vorzunehmen. Man mißt bei Gelegenheit eines Regenfalls in kurzen Zwischenräumen die Regenstärken und die sekundlichen Abflußmengen unter Berücksichtigung der Trockenabflußmenge und zwar in einem Entwässerungsgebiet von bekannter Größe. Man erhält dadurch die Gesamtabflußmenge A und die Gesamtregenmenge R, woraus sich $\psi = \frac{A}{R}$ ergibt. Berücksichtigt man die Bauweise des vorliegenden Gebiets und seine Einwohnerzahl pro Hektar, so kann man zwischen Einwohnerzahl und Dichtigkeitskoeffizient bei bestimmter Bebauungsdichte eine Beziehung aufstellen und einen Anhalt für ähnliche Fälle erhalten. Die Bauweise zu berücksichtigen ist notwendig, weil im Grunde genommen sie es ist, welche ψ bestimmt, die Beziehung zwischen ψ und der Einwohnerzahl ist nur eine mittelbare über die Bebauungsdichte hinweg, welche im großen und ganzen der Einwohnerzahl pro Hektar entspricht. Dies ist jedoch, wie gesagt, nicht immer der Fall: In reinen Geschäftsstadtteilen — man denke an die City von London — ist die Zahl der ständigen Bewohner verhältnismäßig klein[1], ψ wird also größer sein als der Einwohnerzahl entspricht und kann einen sehr hohen Wert erreichen, weil in solchen Vierteln die Bebauung naturgemäß eine sehr enge ist, die Höfe z. T. mit Glasdächern versehen, jedenfalls alle gepflastert, asphaltiert oder sonstwie gut befestigt sind und Gärten fast ganz fehlen.

In neuerer Zeit sind unseres Wissens Versuchsresultate mit näherer Angabe der Bauweise in der Literatur nicht bekannt geworden, sie wären mit Rücksicht auf die heutzutage im allgemeinen richtigere Ausführung der Kanalisationen dankbar und sehr erwünscht. Auf der Dresdener Städteausstellung 1903 hat jedoch Direktor Bock in Hannover vorläufige Mitteilungen über seine Versuche gemacht, nach welchen sich der Gesamtabfluß bei Sandboden und Gartenflächen mit Graswuchs

[1] Die City of London hatte im Jahre 1801 128129 Einwohner, im Jahre 1902 dagegen nur noch 26923!

zu höchstens 5 %, bei dichtem Straßenpflaster zu 78—97 % ergab.

Einige Vorschläge gibt die folgende Tabelle, man sieht wie verschieden die Annahmen bei gleicher Einwohnerzahl sind. Doch wäre dafür, wie wir oben sahen, auch ein sachlicher Grund beizubringen.

Autor	Art der Bebauung	Einwohner pro ha	ψ	Bemerkungen
Büsing	geschlossene städtische Bebauung	500	0,66	Büsing bezeichnet 0,66 als Maximum ausser bei starken Gefällen oder Flächen von sehr geringer Ausdehnung.
Kuichling	(für amerikanische Verhältnisse)	60	0,25	
		80	0,33	
		100	0,43	
		120	0,55	
	Städte von 40 ÷ 125 Tausend Einw.		0,15 ÷ 0,53	
Hirschmann	(Kanalisation von Neustadt a. H.)	40	0,10	
		100	0,25	
		150	0,38	
		180	0,45	
		300	0,75	
Projekt für den Ausbau der Mannheimer Kanalisation	dichte Bebauung	400	0,66	
	weniger „ „	250	0,50	
	offene Bauweise		0,33	

Auffallend ist in der Tabelle, daß Büsing für kleine Gebiete eine Ausnahme gelten läßt, also auch bei ψ der Flächengröße einen Einfluß einräumt, wie dies vielfach bei φ noch geschieht. Bei reinlicher Trennung von φ und ψ hat letzteres natürlich mit der Flächengröße nichts zu schaffen. Bei ganz kleinen Gebieten kommen jedoch freie Plätze, Parks usw. nicht in Betracht, sondern nur die eigentlichen Bauquartiere. Daraus erklärt sich wohl die Annahme Büsings. Wohl aber ist das Gefälle von Einfluß, da die Versickerung bei großer Neigung

des Geländes nahezu verschwinden kann, während sie umgekehrt bei horizontalen Flächen ein Maximum erreicht.

Die nächste Tabelle gibt einen Anhalt für mehr allgemeine Berechnungen auf Grund des Bebauungszustandes eines Stadtteils. Man könnte sich über die geringe Zahl von Angaben wundern, allein die meisten Veröffentlichungen lassen den Leser im unklaren, ob die Angaben sich wirklich auf die Größe ψ oder auf das Produkt $\varphi \cdot \psi$ beziehen. Ein richtiges ψ kann nur aus der Gesamtregenmenge und Gesamtabflußmenge bestimmt werden, das scheint manchmal nicht genügend beachtet worden zu sein.

No.	Autor oder Stadtgemeinde	Bebauungsart	ψ	Bemerkungen
1.	Bürkli	—	0,70	Nach Bürkli »unter normalen Verhältnissen« als Maximum zu betrachten.
2.	Bodenseher	—	0,80	Nach Bodenseher als durchschnittliches Maximum und als »durchaus nicht zu hoch gegriffen« anzusehen.
3.	Büsing	Dichtbebautes Stadtgebiet	0,66	Nach Büsing als Maximum anzusehen.
4.	Frühling	Ganz dichte Bebauung .	0,90	Als Maximum anzusehen.
5.	Baumeister und Frühling	Villenbezirke	0,25—0,50	Mittelwerte nach Baumeister: 0,4, 0,6 und 0,8.
		Engere, aber immer noch mit Gärten u. dergl. durchschossene Bauweise	0,50—0,70	
		Enge städtische Bebauung	0,70—1,00	1,0 nach Baumeister, Frühling setzt 0,90.
6.	Stadt Bergen, Projekt von F. Fischer	Steile Stadtteile 1 : 10 ÷ 1 : 15	0,9	Ges. Ing. 1901.
		Flachere Stadtteile . . .	0,6	
		Villenartige „ . . .	0,3	
		Bahn- und Parkanlagen	0,15	

No.	Autor oder Stadtgemeinde	Bebauungsart	ψ	Bemerkungen
7.	Stadt Cöln	Dichte Bebauung . . .	0,85—0,75	Deutsche Städteausstellung, Dresden 1903. Dazu noch Zwischenwerte.
		weitläufige „ . . .	0,50—0,45	
		Eisenbahngelände . . .	0,30	
		Friedhöfe, größere Parks, Feld	0,10	
8.	Stadt Heilbronn	Dichte Bebauung . . .	0,75	Deutsche Bauzeitung, 1899, S. 125.
		Weitläufige Bebauung .	0,50	
		Feld	0,30	
		Wald	0,15	
9.	Stadt Ulm a. D.	Wie bei Heilbronn . . .	—	Drucksachen auf der Deutschen Städte-Ausstellung, Dresden 1903.
10.	Wien (Bodenseher [22])	10 alte Gemeindebezirke		
		Stand Ende 1897 . . .	0,54—0,84	Mittel 0,71,
		Zukünftiger Stand . .	0,74—0,88	„ 0,83.
		Villenartiger Teil . . .	0,42	
11.	Wiesbaden (Brix)	Bezirke mit dichter Bebauung	0,80	—
		Bezirke mit weiträumiger Bebauung	0,60	
		Bezirke mit villenartiger Bebauung	0,40	
		Bezirke ohne Bebauung, mit nackter Oberfläche	0,20	
		Waldflächen, Schmuckplätze, Anlagen . . .	0,10	
12.	Darmstadt (Heyd [28])	Altstadt	0,80	Regenannahme 125 sl/ha mit 20 Minuten Dauer, auf Grund von Versuchen und Beobachtungen.
		Neustadt, steiler, dicht bebaut	0,65	
		Neustadt, weniger steil, dünn bebaut	0,55	
		Villen und Neustadt bei schwachem Gefäll . .	0,40	
		Wiesen und Äcker: geneigt	0,25	
		horizontal	0,00	

Man kann nun direkt versuchen, die reduzierte Regenmenge eines Stadtteils zu berechnen. Mit der Zeit wurden gewisse Erfahrungen über die Dichtigkeitskoeffizienten bestimmter Teile einer Stadtoberfläche gesammelt, z. B. der Dächer, Straßen, Höfe, Gärten usw. Multipliziert man die Hektarzahl dieser Elemente mit den zugehörigen Koeffizienten, so erhält man die für den Wasserabfluß in Betracht kommende reduzierte Fläche, und die größtmögliche sekundliche Abflußmenge ist

$$Q = \psi_1 F_i . R + \psi_2 . F_2 . R + \ldots . \psi_n . F_n . R = R \Sigma \psi . F.$$

Über die von verschiedenen Autoren angenommenen Koeffizienten gibt die Tabelle auf S. 44 eine Übersicht.

Wir machen hier besonders auf die Angabe Bocks in Kolumne 9 aufmerksam. Wer während heftiger Regen schon in Gärten usw. beobachtet hat, wird zugeben, daß Werte von ψ wie 0,20 und 0,25 in den meisten Fällen zu hoch gegriffen sein werden. Das Wasser bleibt auf solchen Flächen einfach stehen, was nicht versickert, das verdunstet, s. auch [28].

Frühling spezialisiert in [19] noch viel mehr, als es nach der Tabelle scheinen könnte. Es schienen uns aber die obigen Werte zu genügen. Die Verhältnisse sind so schwankend, daß eine genaue und für jeden Fall zutreffende Festlegung der Zahlen unmöglich erscheint. Die im gegenwärtigen Paragraphen gegebenen Zahlen haben überhaupt nicht den Zweck, feststehende Werte zu geben, deshalb fanden auch einander widersprechende Annahmen Platz in der Tabelle, sie sollen einen Überblick über die im allgemeinen benützten Zahlen verschaffen und dem projektierenden Ingenieur die Wahl der Koeffizienten auch für andersartige Fälle erleichtern. Ihr Zweck ist erreicht, wenn sie dazu dienen, das Schablonisieren auf diesem Gebiet vermeidbar zu machen.

Die Stadtverwaltungen sind in der Lage, aus den Katasterbüchern Angaben über die Größe der Flächen zu machen, welche überbaut sind, welche Straßen, Gärten usw. angehören. Mit diesen Zahlen und der Tabelle auf S. 44 berechnet sich die reduzierte Fläche eines Gebiets zu $F_r = \Sigma \psi . F$ und damit die reduzierte Regenmenge. Büsing macht folgende Annahmen: Für eine Bevölkerungsdichte von 500 Einwohnern pro ha sollen nach Vorschrift höchstens 66 % der Grundstücks-

Autor	Dächer	Höfe	Pflaster, Trottoirs	Rauhe Steinpflaster, gute Promenaden	Chausseen	Kieswege	Erdwege	Gärten, Rasen, Anlagen, Wald und unbewachsene Flächen
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Frühling [16]	0,90—0,95 Holzzementdächer 0,5—0,7	—	gedichtete Fugen 0,8—0,9, nicht gedichtete Fugen 0,6—0,7, Rundsteinpflaster 0,4—0,6	—	0,25—0,45	0,15—0,30	—	0,00—0,25
Kuichling [7] S. 206	1,00 (— 0,95)	rauhe Steinpflaster 0,5—0,60	mit Asphalt gedichtete Fugen 0,80	0,50—0,60	—	0,40	0,20	—
Bodenseher [22]	1,00	0,80	0,80	—	0,50	—	—	0,20
Bock	—	—	dichtes Straßenpflaster 0,78—0,97	—	—	—	—	Sandboden, Gartenflächen mit Graswuchs max 0,05

größe bebaut werden dürfen, diese selbst werde zu 70 % der Gebietsgröße angenommen, wobei den Straßen 25 %, Gewässern und Schmuckanlagen 5 % angehören sollen. Büsing erhält hieraus $\psi = 0{,}657$ und betrachtet dies als ein reichliches Maximum für gewöhnliche Fälle, bleibt also noch unter der Zahl von Bürkli. Dies rührt wohl daher, daß er bei den 70 % Grundstücksfläche nur die Häuser, nicht aber die Höfe zu berücksichtigen scheint, welche bei der dichten Bebauung von 500 Einwohnern pro ha in der Regel befestigt sind, also ein hohes ψ besitzen. Dies ergibt sich deutlich bei entsprechender Bearbeitung der einen Bodenseherschen Tabelle über die zehn alten Gemeindebezirke Wiens. Weggelassen wurden hierbei zwei Bezirke, bei welchen Friedhöfe, Eisenbahnen, Gewässer, Waldungen, Wiesen usw. eine zu bedeutende Rolle spielten. Berechnet ist im übrigen der Anteil der unter 1.—5. genannten Arten der Oberflächengestaltung in runden Prozenten der Gesamtfläche für Ende 1897.

Man hat es hier, wie man sieht, mit Gebieten zu tun, die eine sehr dichte Bebauung besitzen. Mit den Koeffizienten

No.	Oberflächenart	Bezirke								Durchschnitt rund
		I	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	
1	Dächer	43	28	41	31	55	58	56	38	44
2	Höfe	8	5	7	6	10	11	9	7	8
3	Gepflasterte Straßen und Wege	28	7	19	10	16	18	15	14	16
4	Ungepflast. Straßen und Wege	7	11	5	15	5	1	5	8	7
5	Gärten und öffentliche Anlagen	14	41	26	22	11	12	15	26	21
6	Friedhöfe	—	1	—	1	—	—	—	0,1	—
7	Eisenbahnen	—	2,5	—	14	—	—	—	0,5	—
8	Gewässer	—	0,8	2,7	2	—	—	—	—	—
9	Waldungen	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	Äcker, Wiesen, Weiden und Weingärten	—	4	0,9	4	3	—	—	1	—
	Summen 1÷5 in Prozenten der Gesamtfläche des betreffenden Gebiets	100	92	98	84	97	100	100	93	96

nach Bodenseher erhält man aus den Durchschnittswerten zu 1—5 einen durchschnittlichen Dichtigkeitskoeffizienten $\psi = 0{,}71$.

Daß derselbe unter Umständen noch höher steigen kann, bedarf keines Beweises und ist auch von Bodenseher gezeigt worden (s. S. 38); die Tabelle hat hauptsächlich den Zweck, ein ungefähres Bild der Flächenverteilung in Prozenten zu geben (s. Tabelle S. 45).

Man sieht übrigens, daß Gärten und Anlagen selbst in sonst dicht bebauten Gebieten einen nicht unbedeutenden Teil der Fläche ausmachen können. Weitere Folgerungen aus der Tabelle ergeben sich von selbst.

§ 9. Die Verzögerungskoeffizienten.

Im Jahre 1880 ließ der schweizerische Ingenieur Bürkli-Ziegler bei Orell Füßli in Zürich eine kleine Schrift erscheinen über „Größte Abflußmengen bei städtischen Abzugskanälen". In diesem Aufsatz sucht er einen Ausdruck für den Koeffizienten φ aufzustellen. Er ging aus von zwei in England gebräuchlichen empirischen Formeln für den Kanaldurchmesser (D) und die Abflußgeschwindigkeit (v). Die Formel für D setzte einen Regen von 70 sl pro ha voraus (s. hierzu S. 27). Die beiden Gleichungen sind von der Form $D = f(F, \alpha)$ und $v = f_1(D, \alpha)$, wo F die zu entwässernde Fläche und α „das Gefäll pro Mille" bezeichnet. Bürkli entwickelt hieraus „als Resultat, das sich aus den in England gebräuchlichen Formeln, sowie aus den dort beobachteten Regenfällen ergibt, in runden Zahlen":

1) $$\frac{A}{R} = 0{,}50 \sqrt[4]{\frac{\alpha}{F}}.$$

In dieser Formel ist also $\psi = 0{,}50$, $\varphi = \sqrt[4]{\frac{\alpha}{F}}$.

Bürkli wendet nun seine Formel auf eine Reihe von genauer beobachteten Regenfällen an und sucht sie zu verifizieren. Die Beispiele erstrecken sich auf Einzugsgebiete von 34 bis 242900 Hektaren, Regenfälle von 105—280 sl pro ha und Geländeneigungen von 2,3—47 ‰. Dabei schwanken die erhaltenen Werte für ψ zwischen 0,26 und 0,61 und in zwei Fällen muß,

wenn die Rechnung mit der Beobachtung übereinstimmen soll, die sechste bezw. zehnte Wurzel von 1 : F in die Rechnung eingesetzt werden.

Bürkli kommt (S. 31) zu dem Schluß: „Während also für einen sehr lange dauernden, über weite Gebiete sich erstreckenden, starken Regen, wie derjenige von 1876 in der Schweiz, jener von 1827 im Departement de l'Ardèche war, die Abflußmenge weit über die nach obiger Formel berechnete ansteigen kann, gibt letztere für normale Verhältnisse einen brauchbaren Anhalt, ohne indes, wie der Fall in Budapest zeigt, auch bei ungünstigen Umständen zu genügen."

Bürkli suchte nach der Ursache der verschiedenen Werte, welche die einzelnen beobachteten Fälle ergaben, und war sich dabei des „Mangels jeder genaueren Bestimmung" wohl bewußt. Bürklis Schrift macht nirgends den Eindruck, als wolle sie feststehende Regeln geben, sie ist eine Studie, ein Versuch. Dies vergaß man später. Es lag eine gewisse Bequemlichkeit darin, daß man diese Formel, welche Bürkli selbst, wie seine Äußerungen deutlich zeigen, nur mit Vorsicht angewandt wissen wollte, immer wieder verwendete; man war froh, eine Formel zu haben, auf die man sich berufen konnte, wenn man die Kanäle enger machte, als der angenommene Regenfall eigentlich erlaubt hätte. Es ging eben hier, wie sonst auch, die Nachfolger schematisierten die Ergebnisse der ersten grundlegenden Untersuchungen und statt, daß man sich der Voraussetzungen und der nur bedingten Richtigkeit der Formel bewußt geblieben wäre, vergaß man jene und verwendete die Formel wie ein absolut sicheres Ergebnis. Es ist kaum zu bezweifeln, daß mancher Ingenieur, welcher die Bürklische Formel und ihre Vereinfachungen benützt hat, nicht einmal die Schrift ihres Verfassers eingehend studiert hatte.

In späteren Schriften fehlt es allerdings nicht an Bestrebungen, die Formel plausibel zu machen, sogar der Versuch einer theoretischen Begründung wurde gemacht ([4] S. 231 und [7] S. 211), er wird aber wohl die Verfasser selbst nicht befriedigt haben.

Während man so auf der einen Seite die Formel zu stützen suchte, wollte man sie auf der anderen Seite noch mehr

vereinfachen, man vernachlässigte das von Bürkli sehr richtig berücksichtigte Gefälle und erhielt den Ausdruck

2) $$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$$

da aber, wie schon Bürkli bemerkt hatte, die Resultate sich öfters doch gar zu sehr von der Wirklichkeit entfernten, so wählten einige

3) $\varphi_3 = \frac{1}{\sqrt[5]{F}}$, andere 4) $\varphi_4 = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$

und nun war man glücklich so weit, daß jeder tun konnte, was er wollte. Von einer ernsthaften Untersuchung der Grundlagen dieser Formeln war bei den meisten keine Rede, trotzdem immer wieder zugegeben werden mußte, daß die Formeln nicht einwandfrei seien und obwohl Frühling schon 1893 im Handbuch der Ingenieurwissenschaften in einer klaren Kritik der Formel ihre Widersinnigkeit an Zahlenbeispielen nachgewiesen hatte. Auch heute noch trotz neuerer Aufsätze, z. B. desjenigen von Bodenseher [22], wird die Formel immer wieder verwendet. Ein Beispiel ist die Kanalisation von Neustadt a. H. (Süddeutsche Bauzeitung 1903, S. 31), wo je nach der Neigung des Geländes alle drei Formeln 2), 3) und 4) benützt werden, mit der Begründung, daß sie „mit wirklichen Ausführungen befriedigende Übereinstimmung zeigen“ und sich ergeben sollen „durch Anwendung der Bewegungslehre[1] auf den Weg, den ein Wasserteilchen vom Anfang des Entwässerungsgebiets bis zu seinem Ende zurücklegt und mit Berücksichtigung von speziellen Beobachtungsergebnissen“ (!).

Eigentümlich berührt die Verwendung der Formeln 2), 3) und 4) je nach der Neigung des Geländes, nachdem man früher zur Vereinfachung das α der Bürklischen Formel einfach weggelassen hatte!

Der gegenwärtige Stand der Frage ist also der, daß trotz genügender Aufklärung in der Literatur diese unrichtigen Formeln immer noch ihren Platz behaupten.

[1] Bei der auf voriger Seite erwähnten „theoretischen“ Begründung ist der Fehler begangen worden, daß der Einfluß der Reibung zwischen Regentropfen und Bodenoberfläche unberücksichtigt blieb.

Der Vollständigkeit halber möge erwähnt werden, daß Büsing in [7] S. 210 noch vier andere Formeln anführt, welche ebenfalls φ in Funktion von F und α ausdrücken; weitere Formeln siehe in [11] 4. Aufl. S. 34 ff. Auch Knauff hat eine Gleichung zwischen φ und F vorgeschlagen (s. [20] S. 322). Diese Formeln haben jedoch alle in Deutschland keine größere Bedeutung erlangt, es genüge deshalb dieser kurze Hinweis.

Frühling hat, wie schon bemerkt, eine auf Zahlenbeispiele gegründete Kritik der Formeln $\frac{1}{\sqrt[n]{F}}$ gegeben, auf welche wir verweisen, das Folgende soll zu weiterer Klarstellung dienen.

Vor allen Dingen fehlt bei diesen Formeln die Berücksichtigung der Zeit, welche, wie wir in § 7 sahen, eine ganz bedeutende Rolle spielt. Damit ist eigentlich das Urteil über die Formeln schon gesprochen. Ferner berücksichtigen sie in keiner Weise die mit der Form des Entwässerungsgebiets zusammenhängenden Eigentümlichkeiten eines Kanalnetzes, welche jede derartige richtig dimensionierte Anlage geradewegs zu einem Individuum machen, sie enthalten nur F und α. Selbst wenn dies bei einer ganz ebenen geneigten Fläche richtig wäre, was aber nicht der Fall ist (vergl. § 11), so könnte eine solche Formel brauchbare Resultate doch nur bei ganz großen Kanalnetzen geben, wo die vielen Besonderheiten, die aus der mannigfachen Anordnung der Kanäle folgen, sich gegenseitig mehr und mehr aufheben und dadurch einen mittleren Zustand ergeben. Nicht aber könnte die Formel gelten für kleinere Netze, wo schon die verschiedene Dimensionierung eines einzigen Kanals den ganzen Abflußvorgang merklich beeinflussen kann.

Bürkli leitet seine Formel ab von zwei Gleichungen, welche zu einer Zeit in England entstanden, als bei Städtekanalisationen höchstens die Hauptsiele dimensioniert wurden, wie es unrichtigerweise auch heute noch manchmal vorkommt. Wenn aber ein Kanalnetz nicht so dimensioniert ist, daß jeder Kanal genau das abzuführen vermag, was er von unterwegs erhält, plus dem, was ihm von oben her zugeführt wird, so ist es unmöglich, daß in dem Abflußvorgang eine Gesetzmäßigkeit stattfindet; außerdem kann man zwei verschiedene Kanalnetze, wenn nicht beide nach denselben eben auseinandergesetzten

Grundsätzen berechnet sind, unter keinen Umständen miteinander vergleichen, um Schlüsse daraus zu ziehen, denn bei unrichtiger Dimensionierung entstehen Verzögerungen, Stauungen, Voreilungen des Wassers, von welchen man sich keine Rechenschaft geben kann, und welche das richtige Bild des Abflußvorgangs vollständig verwischen.

Bedenkt man dann noch, wie notwendig in einem Entwässerungsgebiet die Aufstellung mehrerer selbstregistrierender Regenmesser ist, wenn man zuverlässige Aufschlüsse über Regenfälle haben will, und weiß man, daß solche Einrichtungen erst in neuester Zeit allmählich aufkommen, so erkennt man, mit wie vielen Fehlerquellen die empirische englische Formel behaftet sein mußte, von welcher Bürkli ausging, und deren zufällig so und nicht anders vorliegender Bau nachher die Elemente für die daraus abgeleitete Gleichung des Verzögerungskoeffizienten lieferte.

§ 10. Weitere Versuche zur Bestimmung der Abflussmengen.

Im Jahre 1884 veröffentlichte der städtische Oberingenieur C. Mank in Dresden in der Deutschen Bauzeitung ein von ihm gewähltes Verfahren zur Bestimmung der Maximalabflußmenge aus städtischen Kanälen. Mank ermittelte, daß in einem bestimmten Fall ein Dresdener Sammelkanal mit einem reduzierten Einzugsgebiet von 80 ha bei einem Regenfall von 64,8 mm pro Stunde (rund 180 sl pro ha) eine Wassermenge abgeführt habe, die einer Regenhöhe von 14 mm pro Stunde (rund 39 sl pro ha) entsprach. Mank setzt nun voraus:

1) Je kleiner die Entwässerungsfläche wird, desto mehr nähert sich die sekundliche Kanalabflußmenge der wirklich fallenden Regenmenge, so daß für ein unendlich kleines Gebiet die beiden Mengen gleich werden.

2) Für Flächen größer als 80 ha soll der Wert von 39 sl pro ha konstant bleiben (!).

Diese beiden Bedingungen sind in nachstehender Fig. 4 durch die Geraden AB und CD ausgedrückt. Mank spannt nun zwischen die zwei Punkte A und C einen elastischen Stab

und erhält damit die Kurve A C D, welche für bestimmte Flächengrößen die zugehörigen Abflußmengen liefern soll. Mank gibt folgende Tabelle:

F in ha	0—2,5	2,5—5	5—10	10—20	20—30	30—40
Abzuführende Menge in sl pro ha	160	130	120	81	70	57
Hieraus $\varphi =$	1	0,81	0,75	0,51	0,44	0,36

F in ha	40—50	50—60	60—70	70—80	80—∞
Abzuführende Menge in sl pro ha	49	43	41	39	39
Hieraus $\varphi =$	0,31	0,27	0,26	0,25	0,24

In einem Nachtrag gibt Mank zu, daß seine Zahlen genau genommen nur für das Dresdener Gefälle gelten, und verspricht weitere Untersuchungen. Soviel uns bekannt, ist jedoch eine spätere Veröffentlichung über diesen Gegenstand nicht erfolgt.

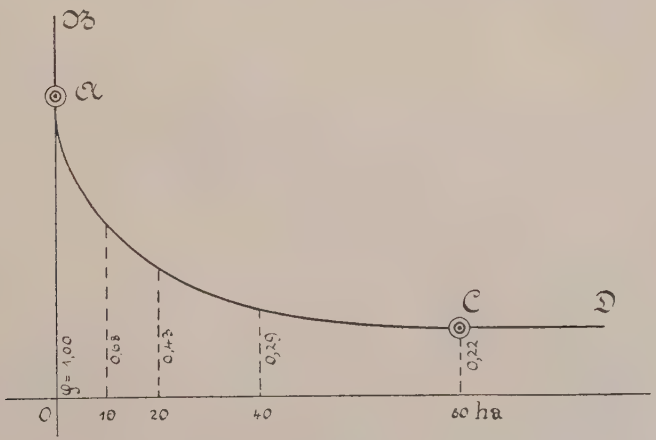

Fig. 4.

Der von Mank benützte Kanal entwässert ein Gebiet von über 3 km Länge und 100—1500 m Breite. Die Meßstelle befand sich am untersten Punkte des Gebiets. Bei dieser großen Länge und außerordentlich wechselnden Breite mußte die Abflußzeit aus den einzelnen Strängen eine sehr verschiedene sein und daher bedeutenden Einfluß auf die Maximalabflußmenge

und die Zeit ihres Eintretens haben. Ferner sind bei solcher Kanallänge lokale Verschiedenheiten der Regenintensität sicher zu erwarten. Dazu war der beobachtete Regenfall so kurz, daß im Meßpunkt unmöglich die in Fig. 3 S. 35 dargestellte Kulmination f der Abflußkurve a g f erreicht sein konnte. Wie eine Berechnung von Frühling ([11] S. 382) ergab, trat die Kulmination der Abflußkurve im Messungspunkt erst 3080 Sekunden nach Aufhören des Regens ein! Dann war sie aber auf einen Augenblick beschränkt und konnte nicht die Höhe erreichen, zu welcher sie bei genügender Regendauer sich erhoben hätte. Das Bild der Kurve ähnelte wahrscheinlich der Linie a g i in Fig. 3 S. 35.

Hätte Mank an verschiedenen Kanälen Versuche angestellt, so hätte ihm der Einfluß der Flächenform und Regendauer nicht entgehen können. Mank hatte den Weg der Beobachtung eingeschlagen, weil auf rechnerischem Wege infolge der großen Zahl unberechenbarer Einflüsse zu einem zutreffenden Resultate nicht zu kommen sei. Aber eben diese unberechenbaren Einflüsse mußten auch bei einem einzelnen Versuch das Resultat beeinflussen; nur bei ganzen Versuchsreihen, wie sie z. B. Kuichling in Rochester angestellt hat, konnte man an die Möglichkeit einer Elimination der lokalen Einflüsse denken; so aber mußte der Versuch Manks, allgemeine Resultate zu erhalten, mißglücken, ganz abgesehen davon, daß die ihm vorgeworfenen Beobachtungsfehler seine Resultate an sich nicht einwandfrei erscheinen lassen und die Art seines Vorgehens als willkürlich bezeichnet werden muß.

Der eben erwähnte amerikanische Ingenieur Kuichling hat aus Anlaß seiner Projektbearbeitung für die Kanalisation der Stadt Rochester auch über Abflußmengen eine Reihe von Versuchen angestellt und die Ergebnisse in Rochester Post-Expreß veröffentlicht. Leider ist der Allgemeinheit in Deutschland nur ein kurzer Auszug in der Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins 1889 S. 281 zugänglich geworden. Bezüglich der von Kuichling abgeleiteten allgemeinen Sätze, welche in der Übersetzung nicht mit der wünschenswerten Klarheit ausgedrückt sind, müssen wir auf den genannten Auszug verweisen und führen daraus nur das Ergebnis seiner Versuche über Abflußmengen an.

Ist R die größte Regenintensität in Zollen pro Stunde, t die Dauer der Intensität in Minuten, Q die Kanalabflußmenge in Kubikfuß pro Sekunde, F das Niederschlagsgebiet in Acres, so ist:

$$R = b - ct$$

und

$$1) \qquad Q = a \,.\, t\, F\, (b - ct) = (a \,.\, t) \,.\, F \,.\, R.$$

Dieses Q wird ein Maximum für $t = b : 2c$, dies sind, da für Rochester $b = 2{,}10$ $c = 0{,}0205$ ermittelt wurde, 51 Minuten.

Die Formel 1) ist sehr lehrreich. Die Größe $a \,.\, t = \nu$ gesetzt, erkennt man, daß man es hier mit einer Vereinigung der Koeffizienten φ und ψ zu tun hat, denn die Angabe des genannten Auszugs, die Größe (a . t) bedeute das „Verhältnis der undurchdringlichen Oberfläche zur ganzen Fläche" beruht wohl auf einem Irrtum, da dieses Verhältnis doch nicht von der Regendauer abhängig angenommen werden kann. Die Formel von Kuichling ist die erste, in welcher der Einfluß der Zeit auf die sekundliche Abflußmenge an irgendeiner Kanalstelle klar zum Ausdruck kommt, und deshalb war es schon aus historischen Gründen angebracht, sie hier zu erwähnen.

Zum Schlusse haben wir noch das Cramersche Verfahren zu besprechen.

Baurat E. Cramer hat im Zentralblatt der Bauverwaltung Jahrgang 1893 S. 265 einen Aufsatz veröffentlicht über „Die größten Abflußmengen in Flüssen, Bächen und städtischen Entwässerungskanälen".

Er verwendet die mittlere Jahresniederschlagshöhe h zur Berechnung der größten Abflußmengen, da man bei den Rechnungen vor der Frage stehe, ob man einen stündlichen, tägigen oder mehrtägigen Größtwert der Rechnung zugrunde zu legen habe, und da nur in wenigen Fällen Niederschläge beobachtet worden seien, die als Größtwerte gelten könnten. Unsere Meinung über die vorstehenden Worte ergibt sich klar aus den ersten Paragraphen dieses Aufsatzes, wir brauchen sie hier nicht zu wiederholen.

Die Formeln Cramers sind empirische. Wir führen sie hier nur so weit an, als sie sich auf Städtekanalisationen beziehen. Es bedeute:

f die zu entwässernde Fläche in qkm,
h die mittlere jährliche Regenhöhe in m,
$\sin\alpha$ das mittlere Flächengefälle,
$\sin\beta$ das mittlere Kanalgefälle,

so soll nach Cramer, unter der Voraussetzung, daß das Niederschlagsgebiet durchschnittlich 3 m über dem Kanalhochwasserspiegel liegt, angenähert sein:

2) $$\sin\alpha = \frac{3 + 1000 \sin\beta \sqrt{f}}{1000 \sqrt{f}}.$$ *)

Hiemit ergibt sich die Abflußmenge aus einem Gebiet von f qkm in cbm pro Sekunde zu:

3) $$q = \frac{300 \cdot h \cdot f \sqrt[3]{\sin\alpha}}{9 + \sqrt[3]{h \cdot f}}$$

oder pro qkm:

4) $$q_1 = \frac{300\, h \sqrt[3]{\sin\alpha}}{9 + \sqrt[3]{h \cdot f}}.$$

Die Zahl 300 ist der von Cramer für Städte gewählte Rauhigkeitskoeffizient. Für flaches Land setzt er ihn gleich 80, ohne Rücksicht auf die wechselnde Bodenbeschaffenheit.

Für $f = \frac{1}{\infty}$ fließt natürlich die ganze Regenmenge ab. Die Abflußmenge entspricht also dann dem maximalen Sekundenniederschlag pro Flächeneinheit. Diesen setzt, wie schon in § 4 besprochen, Cramer gleich $h_i = 0{,}0333\ h$ in Millimetern, er beträgt somit in cbm pro Sekunde bei f qkm

$$Q = 33{,}3 \cdot h \cdot f$$

und es ergibt sich als Verzögerungskoeffizient nach Cramer rund

5) $$\mu' = \frac{9 \sqrt[3]{\sin\alpha}}{9 + \sqrt[3]{h \cdot f}}$$

oder wenn die Fläche F in Hektar gegeben ist:

6) $$\mu = \frac{9 \sqrt[3]{\sin\alpha}}{9 + \sqrt[3]{0{,}01 \cdot h \cdot F}}.$$

Cramer sagt zur Berechnung seiner Formeln: Die Formeln geben die nach den neuesten Erfahrungen für Stadtentwässe-

*) In Rheinhardts Ingenieur-Kalender 1898 steht im Nenner irrtümlicherweise $3 + 1000 \sqrt{f}$.

rungen anzunehmenden größten Abflußmengen. Cramer gibt aber nicht an, welches diese Erfahrungen sind, noch wie er zu seinen Formeln kam. Man kann sie daher nicht nachprüfen. Jedenfalls berücksichtigen sie nicht die Regendauer. Daß sie aber auch im übrigen nur mit Vorsicht zu gebrauchen sind, geht hervor aus Formel 5) und 6), wo h im Nenner steht, d. h. also, wenn die Regenintensität wächst, dann soll der Verzögerungskoeffizient kleiner werden.

Nach dem Gesagten kann bei Verwendung des Mankschen oder Cramerschen Verfahrens ein richtiges Dimensionieren kaum erwartet werden.

§ 11. Theoretische Bemerkungen.

Die von Bürkli und seinen Nachfolgern auf diesem Gebiet abgeleiteten Ausdrücke für die Verzögerung im Abfluß nehmen keine Rücksichten auf die Eigentümlichkeiten der einzelnen Kanalnetze, sie sehen sogar ab von der wechselnden Grundrißform der Entwässerungsgebiete und behandeln dieselben als gleichartige, ebene, geneigte oder horizontale Flächen. Daß die Formeln aber auch für diesen einfachsten Fall nicht genügen können, ergibt sich schon aus den Resultaten des § 7. Das Problem ist aber noch verwickelter, als es dort scheinen konnte. Behalten wir nun einmal die Unterstellung einer geneigten rechteckigen Ebene bei und fragen wir uns, welche Umstände sonst noch die Größe und Veränderlichkeit des Verzögerungskoeffizienten beeinflussen können.

Zunächst wäre hier die Bodenporosität zu nennen. Je geringer diese ist, desto rascher und höher wird die Flüssigkeitsschicht auf der Fläche steigen und desto schneller wird der Beharrungszustand im Abflußvorgang erreicht sein. Der Einfluß der Bodenporosität wird dadurch noch verwickelter, daß sie mit zunehmender Regendauer abnimmt.

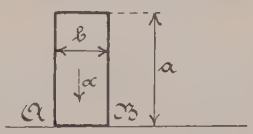

Fig. 5.

Ferner kommt hier in Betracht die Tiefe a der Fläche (s. nebenstehende Fig. 5), denn je größer diese ist, um so länger wird es dauern, bis am unteren Rand der Fläche die größtmögliche Wassermenge abfließt.

Den Einfluß der Zeit haben wir bereits in § 7 besprochen. Auf ihn gründen sich die neueren Verfahren zur Berücksichtigung der Verzögerung.

Daß die Rauhigkeit der Bodenoberfläche eine große Rolle spielt, braucht eigentlich nicht besonders betont zu werden. Sie bildet den grundlegenden Abflußwiderstand.

Auch die Regenintensität ist zu beachten. Je größer sie ist, desto höher und rascher wächst der Wasserstand über dem Terrain und desto früher ist der Beharrungszustand erreicht.

Das Vorstehende zeigt deutlich genug, wie eng verknüpft die Beziehungen der einzelnen Größen zueinander sein müssen, und es wird noch klarer, daß die Trennung der Koeffizienten φ und ψ eine willkürliche Annahme ist.

Der Eintritt des Beharrungszustandes muß in den Baublöcken außerordentlich rasch erfolgen. Bedenkt man, wie wenig Abflußhindernisse das Wasser in engbebauten Stadtgebieten findet, wie es von meist steilen, glatten Dächern in die Regenrohre und von diesen in die Kanäle stürzt, so kann man als praktische Folgerung aussprechen:

Innerhalb der Baublöcke selbst bis an die Straßen hin wird schon nach wenigen Minuten die volle Wassermenge zum Abfluß kommen.

Nach Aufhören des Regens nimmt natürlich die Größe φ sofort wieder ab, jedoch wird die Abnahme der sekundlichen Abflußmenge in ausgeführten Kanalisationen schon nach kurzer Zeit (wenigen Stunden) durch die Schwankungen in der Trockenabflußmenge verwischt werden.

Fragt man sich nach dem Maß der Veränderlichkeit der sekundlichen Abflußmenge q am unteren Flächenrand, so kann man jedenfalls so viel sagen, daß die Zunahme von q im Anfang eine viel kleinere sein muß als später. Dies entspricht der Erfahrung. Der Wasserabfluß nach Beginn eines Regens ist so lange wesentlich erschwert, als infolge der nur teilweisen Benetzung des Bodens die Regentropfen sich einzeln fortbewegen müßten; daher die kleine Wirkung selbst heftiger aber kurz dauernder Regen. Infolge der Rauhigkeit des Bodens beginnt ein allgemeines Abfließen des Wassers erst dann, wenn der ganze Boden benetzt ist, also h eine gewisse Höhe erreicht hat.

Angenommen, dieselbe müsse 0,001 m betragen, so sind hierfür nötig bei einem Regen von

50 sl pro ha mindestens 200 Sekunden oder ca. 3 Minuten
100 „ „ „ „ 100 „ „ „ 2 „
150 „ „ „ „ 66 „ „ „ 1 „

Ist aber einmal durch die unterste Flüssigkeitsschicht die Bodenoberfläche geglättet und sind gar die kleinen Vertiefungen des Bodens ausgefüllt, so steigt die Abflußmenge sehr rasch an. Man sieht auch aus dieser Betrachtung, von welch bedeutend verzögerndem Einfluß auf q eine die rasche Benetzung der Bodenoberfläche verhindernde Bodenporosität sein muß und versteht, warum für das Zustandekommen von Flußtalüberschwemmungen verhältnismäßig sehr lange dauernde Regenfälle nötig sind.

Nach dem Aufhören des Regens muß natürlich die Kontinuität der Abflußkurve abbrechen und der Abflußvorgang sich nach einem anderen Gesetze weiter vollziehen.

Eine eingehende analytische Behandlung der vorstehenden Abflußprobleme hat Lueger gegeben, vergl. [16] und [5]. Sie ergibt dieselben allgemeinen Schlußfolgerungen, wie wir sie in diesem Paragraphen gezogen haben.

§ 12. Verzögerung in Stadtgebieten.

Jedes Gemeinwesen zerfällt durch die Straßeneinteilung in eine mehr oder weniger große Anzahl von Einzelflächen, die Baublöcke. In der Regel fließt vor jedem Haus das Abwasser des Hauses und der zugehörigen Hinterhäuser, Höfe etc., und zwar Regenabwasser und Trockenabflußmenge zusammen oder beide getrennt, dem Straßenkanal zu. Dieser erhält so in annähernd gleichen Abständen nahezu gleiche Wassermengen zugeführt. Man ist daher berechtigt, die Baublöcke für den Wasserablauf als näherungsweise gleichartige Flächen zu betrachten. Im vorigen Paragraphen ergab sich, daß für Flächen von der Größe und Beschaffenheit eines Baublocks der Beharrungszustand im Abfluß schon nach ganz kurzer Zeit erreicht ist. Dies war allerdings für nicht porösen Boden gefunden, wir sahen aber in § 3 S. 14, daß von Verdunstung und Versickerung in Stadtgebieten wenig zu erwarten ist, denn:

1) treten die Sturzregen etwa in der Hälfte der Fälle erst nach vorhergegangener Benetzung durch einen leichteren Regen auf,

2) Je dichter ein Stadtteil gebaut ist, um so weniger durchlässige Flächen gibt es. Der Koeffizient ψ entspricht daher nicht einer Versickerung auf der ganzen Fläche, sondern ist ein Ausdruck für die Menge der durch einzelne Löcher, Spalten usw. am Abfluß gehinderten Wassermengen. Das Resultat ist also dasselbe, als wenn die Porosität der Oberfläche tatsächlich gleich Null wäre, aber von einzelnen Stellen der Fläche kein Wasser abflöße.

Wir können also daran festhalten, daß die Kanäle wenige Minuten nach Beginn eines Regens konstante Wassermengen zugeführt erhalten, und von diesem Augenblick an haben wir es nicht mehr mit einer Abflußverzögerung auf gleichartiger Fläche, sondern nur noch mit den Vorgängen in Rohrleitungen von wechselndem Querschnitt und Gefäll zu tun, für welche bezüglich der Verzögerung das in § 7 S. 36 unten Gesagte gilt. Der Koeffizient φ fällt somit aus der Betrachtung vollständig aus und wir erhalten den wichtigen Satz:

Die Verzögerungskoeffizienten sind samt und sonders in Städtekanalisationen nicht anwendbar. Die Berechnung der durch die Abflußverzögerung in den Kanälen verminderten größten sekundlichen Wassermenge kann nur geschehen auf Grund der für die Kanalberechnung maßgebenden Größen: Einzugsgebiet, Regenstärke und Regendauer.

Wie steht es aber mit dem Koeffizienten ψ? Seine früher gegebene Definition (s. S. 35) muß nun dahin präzisiert werden, daß er bedeutet:

Das auf die Flächeneinheit bezogene und von der Natur der benetzten Flächen abhängige, schon wenige Minuten nach Beginn eines Regens konstante Verhältnis zwischen der den Kanälen zuströmenden Abflußmenge und der Regenmenge.

Bei allen Formeln, welche sich auf den Abfluß von einer Ebene beziehen, ist, wie wir in § 7 sahen, die Trennung der Koeffizienten falsch, hier, wo es sich nur um die Verzögerung in Rohrleitungen handelt und der Koeffizient φ ausfällt, steht

der Einführung von ψ in seiner eben definierten Bedeutung auch theoretisch nichts mehr im Wege.

Nicht unerwünscht wäre jedoch einige Kenntnis darüber, wie lange es dauert, bis ψ konstant ist, d. h. bis bei bestimmten Baublockdimensionen die Straßenkanäle im allgemeinen die volle Wassermenge zugeführt erhalten. Denn erst vom Eintritt dieses Moments ab ist die Verzögerung in den Kanälen zu rechnen. Regen von kürzerer Dauer würden keine volle Belastung der Kanäle hervorrufen. Bekanntlich sind oft diese kürzesten Regen eben die heftigsten, und der Ingenieur wäre der Sorge um ihre Bewältigung enthoben.

Je lockerer die Bebauung, desto länger dauert es, bis auf einem Baublock der Beharrungszustand erreicht ist; sehr heftige Regen können daher in Vorstadtbezirken und Landstädtchen verhältnismäßig länger als in dicht bebauten Bezirken dauern, ohne Überflutungen zu verursachen.

Bei der unbeschränkten Mannigfaltigkeit der Kanalnetze ist an die Aufstellung allgemeiner Beziehungen für die Abflußverzögerung in Leitungen nicht zu denken. Sind doch oft die Kanäle so lang, daß, wie in § 7 gezeigt wurde, auf den unteren Strecken der Scheitel der Abflußwelle eventuell erst nach dem Aufhören des Regens eintrifft. Dann sind ja auch (vergl. § 3, VI) Fälle denkbar, wo ein solcher Hauptkanal eine sekundliche Maximalwassermenge führen muß, die größer ist als die sekundliche Regenintensität auf irgendeinem einzelnen Teil seines Niederschlagsgebiets. Solche Fälle werden allerdings kaum allgemein in Berücksichtigung gezogen werden können, eines aber geht aus dem Vorstehenden zur Genüge hervor, nämlich daß auch hier wie bei der Regenannahme jede einzelne Stadt individuell behandelt werden muß. Es bleibt also tatsächlich nichts übrig, als die Verzögerung für jeden Hauptstrang einzeln zu berechnen mit Rücksicht:

1) auf die Stärke des Regens und das Einzugsgebiet,
2) auf die Dauer des Regens,
3) auf die Länge der einzelnen Kanalstrecken und
4) auf die Wassergeschwindigkeit in denselben bei einer bestimmten Füllung.

Wir wollen hier noch hinweisen auf den stets wechselnden Einfluß der Regenstärke, Regendauer, Regenrichtung und der

übrigen in den ersten Paragraphen besprochenen Umstände, welche bewirken, daß die Wassermengen aus den einzelnen Gebietsteilen in jedesmal anderer Reihenfolge und Stärke in den Hauptkanälen ankommen, wodurch sich im Verein mit der wechselnden Flächenbeschaffenheit eine in jedem Falle andere, aber nicht genau bestimmbare sekundliche Maximalwassermenge ergibt. Es ist deshalb aus Gründen der Sicherheit entschieden ratsam, auf die Berücksichtigung der Verzögerung, wo sie nicht wirklich beachtenswerte Ersparnisse zur Folge hat, lieber zu verzichten. Da man übrigens die Regendauer keinesfalls kleiner annehmen sollte als 20—30 Minuten, und die mittlere Abflußgeschwindigkeit in einem Kanalnetz bei Sturzregen nicht unter 1,50 m pro Sekunde betragen wird, so kommt der Einfluß der Verzögerung überhaupt erst bei Kanallängen von 1800 bis 2700 Metern, also bei größeren Stadtgebieten, in Betracht.

Anhang. Ein der Berücksichtigung der Verzögerung entgegengesetztes Verfahren empfiehlt Büsing ([23] S. 25) für die oberen Enden der Kanalnetze, es sollen nämlich zur Vermeidung lokaler Überschwemmungen die oberen Enden der Leitungen und der kleinen Sammler für eine größere Regenstärke dimensioniert werden, als das übrige Netz. Das hätte bei starken Regen zur Folge, daß statt der in diesem Fall unter Umständen wünschenswerten Verzögerung im Abfluß ein Voreilen des Wassers stattfinden würde; die Kontinuität im Abfluß würde gestört, denn das Wasser würde mit zu großer Geschwindigkeit den unteren für eine kleinere Wassermenge berechneten Kanälen zustürzen; diese würden überlastet, es entstünden Stauungen, die Kanäle kämen unter Druck und die Gefahr der Überschwemmungen wäre einfach nach tieferen Punkten des Kanalnetzes verschoben.

Mit den vorgeschlagenen Maßnahmen ist übrigens jeder Willkür in der Dimensionierung Tür und Tor geöffnet und die berechtigte Forderung, mit einem Baukostenminimum auszukommen, bleibt unberücksichtigt.

§ 13. Neuere Methoden zur Berücksichtigung der Verzögerung.

Im vorhergehenden Paragraphen wurde gezeigt, daß man bei Städtekanalisationen von Verzögerung im Abfluß nur reden

kann bei der Wasserbewegung in den Kanälen, daß die Flächen selbst nichts damit zu tun haben, indem die Baublöcke nur einen konstanten, additiven Betrag von wenigen Minuten (bis zum Eintritt des Beharrungszustandes) dazu liefern. Der Vorgang in einem Kanal ist dabei etwa folgender:

Sofort nach dem Beginn eines stärkeren Regenfalls stürzt das Wasser über die Dächer, Höfe usw. weg, erfüllt die senkrechten Abfallrohre und strömt durch die Hauskanäle den Straßensielen zu. Nach einer kurzen Zeit t_ψ, meist nur wenigen Minuten, ist für den einzelnen Baublock ψ = constans geworden und die Stichkanäle, welche aus den Grundstücken herauskommen, geben ihr Maximum in die Straßenkanäle ab. In diesem Augenblick beginnt die Maximalwassermenge (der „Scheitel der Abflußwelle") in dem obersten Punkt a des Kanalnetzes abwärts zu laufen. Dasselbe wird sich nun bei richtiger Berechnung und Konstruktion nach und nach von oben her vollständig füllen. Während der Wellenscheitel auf seinem Weg b2 B (s. nebenstehende Fig. 6) z. B. bis 4 fließt, geben die Seitenstränge c3, d4, b′2, c′3, d′4 auch schon ihr Maximum in den Sammler ab, so daß die Maximalwassermenge sich auch im Sammler überall einstellt. Sein Profil muß natürlich immer größer werden, aber nur bis zu einer Stelle A, welche der Wellenscheitel am Ende der vorausgesetzten Regendauer T erreicht. Von da ab kann das Profil konstant bleiben, denn mehr als dem Gebiet oberhalb des Punktes A entspricht, kann nicht durch A B fließen, da das Wasser von m n o p durch B fließt, ehe das Wasser von a a′ n m ankommt. Man kann also sagen:

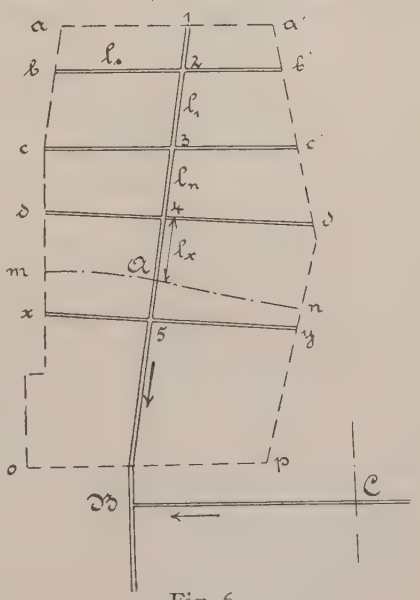

Fig. 6.

Die Stärke des Wellenscheitels in A und auf der Strecke AB entspricht der Wassermenge, welche von dem

gesamten, oberhalb von A gelegenen Entwässerungsgebiet abfließt.

Von den kleinen Wassermengen, welche auf der Strecke AB nach Aufhören des Regens event. noch dem Kanal aus den benachbarten Grundstücken zuströmen, können wir bei unserer immerhin nur angenäherten Rechnung absehen.

Zur Bestimmung der Lage des Wellenscheitels bedient man sich der Dimensionenberechnung des Kanalnetzes, aus welcher sich die Geschwindigkeiten in den einzelnen Strängen ergeben. Bedeutet t_ψ die Zeit, nach welcher $\psi = \text{const.}$ ist, und entsprechen sich l_s v_s, l_n v_n usw., so erhält man nach Fig. 6 für die Lage des Punktes A:

$$T = t_\psi + \frac{l_s}{v_s} + \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \ldots + \frac{l_n}{v_n} + \frac{l_x}{v_x}$$

woraus:

$$l_x = v_x \left[T - \left(t_\psi + \frac{l_s}{v_s} + \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \ldots + \frac{l_n}{v_n} \right) \right]$$

sich ergibt.

Die Geschwindigkeit in allen Kanälen gleich anzunehmen, wie vorgeschlagen wurde, halten wir nicht für gerechtfertigt, denn besonders in hügligem Terrain wechselt sie von einem Kanal zum andern oft ganz außerordentlich stark.

Das Vorstehende ermöglicht es also, die für das Maximalprofil eines beliebigen einzelnen Sammlers maßgebende Entwässerungsfläche zu bestimmen. Die durch Ausführung dieser Rechnung erzielten Ersparnisse können besonders bei langgestreckten Kanalnetzen ziemlich bedeutende sein. Auch hier zeigt sich wieder, wie notwendig die Einführung einer bestimmten Regendauer ist.

Zur genaueren Untersuchung der Abflußverhältnisse in einem Sammler hat Frühling im Handbuch der Ingenieurwissenschaften (III. Wasserbau, 1. Abt. 2. Hälfte, 3. Aufl. S. 379) eine bequeme Methode angegeben. Er bestimmt hierfür zu verschiedenen Zeiten eines Regenfalls die für die augenblickliche Wassermenge maßgebende Abflußfläche, deren Umgrenzung, soweit sie nicht über die Ränder des Entwässerungsgebiets hinausfällt, durch die Punkte gebildet wird, von welchen in einem bestimmten Augenblick eben die ersten bezw. letzten

Wasserteilchen nach dem Beobachtungspunkt gelangen. Zu deren Bestimmung muß man die Geschwindigkeit in den Kanälen kennen, welche wechselt. Wir halten es mit Bodenseher für das Richtigste, als Geschwindigkeit die des vollaufenden Profils anzunehmen, zumal dieselbe bei kreisförmigem Profil ebensogroß ist als bei halber Füllung und beim normalen Eiprofil ebensogroß als bei Füllung bis zu 56 % der Höhe. Man erhält also auf diese Weise einen angenäherten Mittelwert.

Die Abflußfläche wird folgendermaßen bestimmt (s. nebenstehende Fig. 7):

In t Sekunden vom Regenanfang ab macht das Wasser die Wege a A, b x A, c A, d y A, e A. Die Punkte a, b, c, d, e sind also diejenigen, von denen zur Zeit t die ersten Wasserteilchen nach A kommen; die Fläche a b c d e a ist zur Zeit t Abflußfläche.

Nach v Sekunden sei ebenso berechnet B, f, g, h, E, B die Abflußfläche.

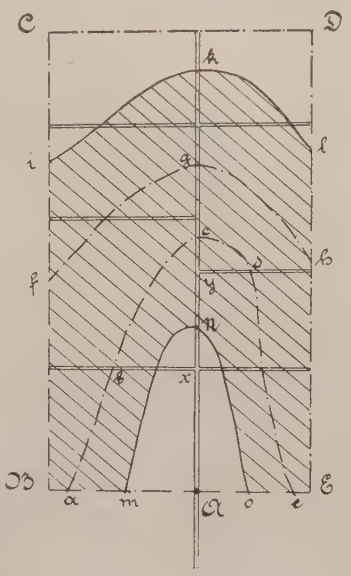

Fig. 7.

Nun höre der Regen auf.

Nach einiger Zeit, w Sekunden nach Beginn des Regens, ist ebenso berechnet die Linie i k l der geometrische Ort der Punkte, von denen eben die ersten, m n o der geometrische Ort der Punkte, von denen eben die letzten Wasserteilchen nach A kommen. Die Abflußfläche ist also jetzt m, B, i, k, l, E, o, n, m usw.

Wünscht man nun für irgendeinen Punkt A eines Sammlers die Abflußverhältnisse zu bekommen, so bestimmt man für einzelne Zeitpunkte nach Beginn des Regens die Abflußfläche f, die einzelnen f multipliziert man mit der Regenstärke R und ihrem zugehörigen Dichtigkeitskoeffizient ψ und erhält damit aus den Werten $q = \psi . R . f$ der Abflußmengen die Abflußkurve des Punktes A, welche ein klares Bild des Abflußvorgangs gibt.

Was die Benützung der Geschwindigkeit des voll-

laufenden Profils anbelangt, so zeigt die nähere Untersuchung, daß sie sowohl den aufsteigenden als den fallenden Ast der Abflußkurve etwas zu steil macht. Die Abflußfläche ergibt sich also im Anfang des Regens etwas größer und nach dem Ende des Regens etwas kleiner als der Wirklichkeit entspricht.

Es handle sich nun um die Bestimmung der Wassermenge, welche unterhalb der Vereinigung zweier Sammler abfließt. Hierzu bildet man für beide Sammler die Abflußkurven und stellt sie so untereinander, daß die Ordinaten von Wassermengen, welche zu gleichen Zeiten im Vereinigungspunkt ankommen, in gleichen Vertikalen liegen. Die Summierung der Einzelordinaten gibt dann die Ordinaten der resultierenden Abflußkurve, welche vom Vereinigungspunkt abwärts bis zur Einmündung des nächsten Seitenkanals das Kanalprofil bestimmt.

Dieses Verfahren braucht jedoch nur dann angewandt zu werden, wenn wenigstens einer der Sammler länger ist, als der vom Wasser in der Regendauer T zurückgelegte Weg. Im anderen Fall fließt eben vom Vereinigungspunkt die Summe beider Maximal-Zuflüsse ab.

Büsing hat in [23] S. 11 darauf hingewiesen, daß die Querschnitte der Hauptkanäle, durch Berücksichtigung der Verzögerung bei Sturzregen, nicht so eng werden dürften, daß lange dauernde, starke Landregen Stauungen hervorrufen könnten. Dieser Umstand kann wichtig werden bei langgestreckten Städten, besonders in gebirgigen Gegenden, wo erfahrungsgemäß (s. S. 12) starke, lang dauernde Regen viel häufiger sind als in der Niederung.

Das Verfahren von Frühling hat Bodenseher [22] weiter ausgebildet. Die Aufsätze von Frühling und Bodenseher enthalten alles, was zum praktischen Einarbeiten in den Gegenstand nötig ist. Wir können deshalb darauf verweisen.

Auf Grund des Frühlingschen Verfahrens hat Regierungsbaumeister Hecker im Gesundheitsingenieur 1901 ein rechnerisch-graphisches Verfahren zur Ermittlung der Abflußmengen langer Sammler veröffentlicht.

Forbàt Fischer zeigt in demselben Bande das von ihm bei seinem Kanalisationsprojekt für die Stadt Bergen angewandte Verfahren. Das Programm hatte die Annahme folgenden Regenfalls verlangt: zuerst 10 Minuten lang 70 sl pro ha, darauf ein

dauernder Regen von 28 sl pro ha. Fischer war genötigt, Abflußkurven zu konstruieren, um die stärkste Belastung der einzelnen Kanäle zu erhalten; natürlich waren hier noch besondere vereinfachende Annahmen für die Berechnung nötig. Wir haben in § 3 gesehen, daß starke Sturzregen etwa in der Hälfte der Fälle nicht zu Anfang eines Niederschlags kommen, die Vorschrift des Programms ist daher nicht nur wegen ihrer Kompliziertheit für zuverlässige Berechnung ungeeignet, sondern nicht einmal im Einklang mit den tatsächlichen Verhältnissen, aus beiden Gründen also unpraktisch und überflüssig, da sie wegen der Wahl eines ganz speziellen Falls gar keine besondere Sicherheit bietet.

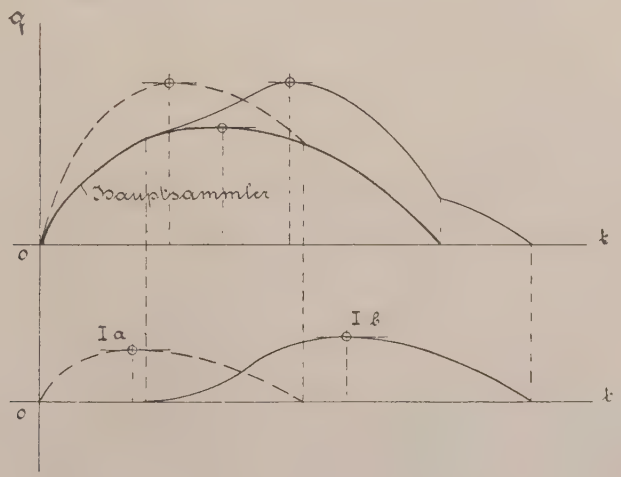

Fig. 8.

Knauff hat im Jahrgang 1896 des Gesundheitsingenieur S. 399 ebenfalls ein Verfahren zur Bestimmung der Verzögerung vorgeschlagen. Dasselbe deckt sich für einen einzelnen Sammler mit dem in den ersten Absätzen dieses Paragraphen Vorgetragenen. Unterhalb des Vereinigungspunktes zweier Sammler dagegen ermittelt Knauff die resultierende Wassermenge so, daß er zu der größten Abflußmenge des Hauptkanals diejenige Wassermenge des Seitenstrangs addiert, welche beim Aufhören des Regens um die Länge CB = AB (Fig. 6) von B entfernt war (Knauff setzt in allen Kanälen gleiche Geschwindigkeiten

voraus). Diese Bestimmung ist, abgesehen von der vorausgesetzten überall gleichen Wassergeschwindigkeit deshalb nicht richtig, weil die Summanden für die resultierende Abflußkurve willkürlich gewählt sind und nur als Spezialfall tatsächlich Q_{max} ergeben. Denkt man sich nämlich (s. vorstehende Fig. 8) die Abflußkurven für beide Sammler wie oben angegeben untereinander gestellt und die Summenkurven gebildet, so erkennt man, daß je nach dem Verlauf der Einzelkurven (Nebensammler Ia und Ib) die Ordinate von Q_{max} vor, auf oder hinter die Maximalordinate der Hauptsammlerkurve fallen kann. Es bleibt also bis auf weiteres zu einer einwandfreien Bestimmung der resultierenden Wassermenge unterhalb der Vereinigungsstelle zweier Sammler nichts übrig, als die Verwendung der Frühlingschen Abflußkurven oder ähnlicher Verfahren.

Literatur.

[1] Bürkli-Ziegler, Größte Abflußmengen bei städtischen Abzugskanälen. 14. Heft der Mitteilungen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Zürich 1880.

[2] Denkschrift über die Verminderung der Hochwasserverheerungen im Flußgebiet der Steinlach durch Anlage von Sammelweihern. Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau. Stuttgart 1883.

[3] Hobrecht, Die Kanalisation von Berlin. Berlin 1884.

[4] Baumeister, Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung. Berlin 1890, im Handbuch der Baukunde, III. Abteilung, 3. Heft.

[5] Otto Lueger, Die Wasserversorgung der Städte. Darmstadt 1890.

[6] Dobel, Kanalisation; Anlage und Bau städtischer Abzugskanäle und Hausentwässerungen. Stuttgart 1896.

[7] F. W. Büsing, Die Städtereinigung. Stuttgart 1897.

[8] Riggenbach, Ergebnisse siebenjähriger Niederschlagsregistrierungen in Basel. Karlsruhe 1898.

[9] Hann, Lehrbuch der Meteorologie. Leipzig 1901.

[10] Hammer, Sechsstellige Tafel der Werte $\overset{10}{\log}\frac{1+x}{1-x}$. Leipzig 1902. (Zur Berechnung der Formeln in [16].)

[11] Frühling, Die Entwässerung der Städte (im Handbuch der Ingenieurwissenschaften III. Teil, Wasserbau). 4. Band. Leipzig 1903. 4. Aufl. S. auch 3. Aufl.

[12] Das Städtische Tiefbauwesen in Frankfurt a. M. Frankfurt 1903.

[13] Baumeister, Verhältnis der Regenmenge zur Abflußmenge in städtischen Kanälen. Deutsche Bauzeitung, 1884, S. 177.

[14] Hellmann, Größte Niederschlagsmengen in Deutschland, mit besonderer Berücksichtigung Norddeutschlands. Zeitschrift des Königlich Preußischen Statistischen Bureaus. 1884, S. 251—261.

[15] Mank, Welche Maximalwassermengen haben städtische Abzugskanäle während heftiger Gewitterregen tatsächlich abzuführen? Deutsche Bauzeitung, 1884, S. 90, 128, 268.

[16] Lueger, Die Entstehung und der Verlauf von Hochfluten. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1885, S. 77.

[17] Über das Verhältnis der Regenfälle in Städten zu dem Abfluß in den Kanälen (Auszug aus den Veröffentlichungen Kuichlings in Rochester). Wochenschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1889, S. 283.

[18] Cramer, Die größten Abflußmengen in Flüssen, Bächen und städtischen Abflußkanälen. Zentralblatt der Bauverwaltung, 1893, S. 265.

[19] Frühling, Über Regen- und Abflußmengen für städtische Entwässerungskanäle. Zivil-Ingenieur, 1894, S. 539 und 623.

[20] Knauff, Stadtregen und ihre Beseitigung. Gesundheits-Ingenieur, 1894, S. 305 und 321.

[21] Knauff, Rechnungsunterlagen der Kanalisation von Cottbus. Ebenda 1896, S. 397.

[22] Bodenseher, Über die den Stadtentwässerungsanlagen zu Grunde zu legenden Regenmengen, mit besonderer Berücksichtigung der Verzögerung im Abflusse derselben. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1900, S. 257.

[23] Büsing, Über die Bestimmung der von städtischen Kanälen aufzunehmenden Wassermengen. Leipzig 1900. Sonderabdruck aus der »Gesundheit«, 1900, No. 7.

[24] Bock, Regenverhältnisse der Stadt Hannover und die Beziehungen der Regenfälle zur städtischen Entwässerungsanlage. Hannöversche Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, 1901, S. 285, 1902, S. 47.

[25] Fischer, Beitrag zur Bestimmung des Einflusses der Verzögerung auf die in städtischen Kanälen abzuführenden Größtwassermengen. Gesundheits-Ingenieur, 1901, S. 169.

[26] Hecker, Beitrag zur Berechnung der Kanalisationsleitungen. Ebenda 1901, S. 374 und 389.

[27] Riedel, Niederschlag und Abflußmenge. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1902, Heft 5.

[28] Büsing, Über Regenhöhen und Abflußmengen. Gesundheits-Ingenieur, 1903, S. 89.

[29] Heyd, Der Bau von Entlastungskanälen und die Grundlagen des Neuprojekts der Kanalisation von Darmstadt. Ebenda 1904, S. 186.